



M 2016

FUNDAÇÕES EM MEIOS FLUVIAIS E MARÍTIMOS EVOLUÇÃO E INOVAÇÃO TENOLÓGICAS

PAULO MATIAS RAMOS

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA
À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM
ÁREA CIENTÍFICA

FUNDAÇÕES EM MEIOS FLUVIAIS E MARÍTIMOS EVOLUÇÃO E INOVAÇÃO TECNOLÓGICAS

PAULO NUNO RAMALHO MATIAS RAMOS

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA À FACULDADE DE ENGENHARIA
DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM ÁREA CIENTÍFICA**

ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor António José de Magalhães Silva Cardoso

Coorientador: Engenheiro Baldomiro Faustino Rosa Xavier

SETEMBRO DE 2016

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Às pequenas Maria da Luz e Maria do Carmo

Quanto mais conhecemos, mais amamos.

Leonardo da Vinci

AGRADECIMENTOS

O autor gostaria de agradecer à empresa Teixeira Duarte, Engenharia e Construções, S.A., sua entidade empregadora, que, através da aposta na formação contínua e na valorização da busca da constante melhoria dos seus principais ativos (as pessoas), impondo uma filosofia de trabalho segundo a qual o conformismo não é uma opção, lhe proporcionou este prestigiante desafio.

À minha esposa, Juliana, e às minhas filhas, Maria da Luz e Maria do Carmo, pela compreensão e incentivo demonstrados durante as múltiplas horas de trabalho suplementar impostas pelo estudo, pesquisa e produção escrita, necessários para a realização deste documento.

À minha mãe, Maria José, e ao meu pai, Carlos, pelo apoio carinhoso e pelos valores transmitidos, nos quais o esforço e o trabalho são referências permanentes.

Um agradecimento especial ao Engenheiro Baldomiro Xavier que, desempenhando as funções de diretor da Direção Central de Projeto da Teixeira Duarte, tem a capacidade de aliar o seu vasto saber e competência ao serviço da empresa com a contínua transmissão de experiência e conhecimento à sua equipa, usando uma pedagogia e humanismo enaltecíveis, especialmente se considerarmos as exigências de um mercado tão competitivo como o da construção.

RESUMO

Neste trabalho aborda-se a temática da evolução e inovação tecnológicas das técnicas construtivas utilizadas para a execução de fundações indiretas em meios fluviais e marítimos.

Apesar da bibliografia especializada usualmente dividir a designação e a tipologia das fundações indiretas pelos materiais que as constituem (betão armado, aço, madeira, brita, solo-cimento, etc.), pelo modo de funcionamento (ponta, atrito lateral ou conjunto), pela relação entre a seção e o comprimento (estacas ou microestacas) e pelo método construtivo (cravação ou moldagem *in situ*), esta dissertação foi organizada em capítulos que agrupam determinados procedimentos ou técnicas construtivas sem se prender com as designações mais clássicas, não pretendendo enumerar/ilustrar todas as metodologias já utilizadas ou disponíveis para construção de fundações em meios aquáticos.

O objetivo delineado é a realização de uma abordagem ao tema através da descrição histórica de várias obras realizadas pela Teixeira Duarte, Engenharia e Construções, S.A., fazendo o seu enquadramento na lógica de cada intervenção, através de descrições que traduzem a evolução cronológica e tecnológica, verificadas desde o início do século XX, início da atividade da empresa, até aos dias de hoje.

Dentro desse contexto são agrupadas e descritas inúmeras obras que ilustram variadas metodologias utilizadas na construção de infraestruturas em meios aquáticos, que se consideraram representativas deste tipo de intervenções, dentro do panorama nacional e internacional.

Dessas técnicas destacaram-se a execução de pegões com recurso a poços de *havage*, a cravação de estacas, a utilização de aterros provisórios, ou de ilhas, como plataformas para execução de fundações indiretas, a construção de infraestruturas a partir de pontes provisórias de acesso (especialmente concebidas para o efeito), a utilização de meios flutuantes como plataformas de trabalho e elementos operacionais para o equipamento e acesso de materiais e, por último, a conceção de estruturas especiais de acesso para trabalhos subaquáticos de reabilitação de fundações.

Nas descrições das obras selecionadas são abordadas as particularidades (construtivas, geotécnicas, estruturais e outras) que se consideraram mais relevantes. São igualmente enfatizadas as metodologias, os meios operacionais mobilizados e as conceções construtivas que, podendo não estar diretamente ligadas à execução dos elementos de fundação propriamente ditos, são fundamentais na realização das infraestruturas de suporte e que, em meios fluviais ou marítimos, assumem contornos de dificuldade ou de especificidade construtiva que foram considerados de relevo. Desses elementos destacaram-se os maciços de fundação, que estabelecem a transição entre as fundações e os pilares estruturais.

Sem se prender exclusivamente à descrição dos modelos e das metodologias de cálculo, este trabalho tentou ir além das singularidades características do dimensionamento de projeto, privilegiando a descrição dos processos e técnicas construtivas utilizadas, por forma a enfatizar as particularidades e os critérios de decisão, que justificaram as opções tomadas.

Em termos genéricos as decisões tomadas na preparação de uma dada intervenção visam objetivos bem claros: respeitando sempre a segurança (da obra e da sua construção), as exigências arquitetónicas, ambientais, funcionais e estruturais (explicitadas nos cadernos de encargos) a regulamentação em vigor e as boas práticas construtivas, desenvolver soluções, métodos construtivos e faseamentos com vista a minimizar riscos, maximizar a economia (fundamentalmente por redução de custos) e a diminuir os prazos de execução.

PALAVRAS-CHAVE: Fundações, Evolução, Tecnologia, Segurança, Economia.

ABSTRACT

The aim of this work is to elaborate an approach to the evolution and technological innovation of the main construction techniques used in the execution of deep foundations in fluvial and maritime conditions.

Despite the fact that most of the relevant technical literature make their approach by classifying the types of deep foundations by their construction techniques (driven, bored, etc.), by the construction materials (concrete, reinforced concrete, steel, wood, aggregate, etc.), by the type of bearing system (shaft, toe or both) and by the relation between their length and section (piles /micro-piles, etc.), this document was organized in chapters that group certain procedures or construction technics, without following the more traditional approaches, since it doesn't aim to list/illustrate all the available methods for deep foundation execution on overwater conditions.

The outlined goal of this document is to carry out an approach to the subject through the historical description of several constructions performed by Teixeira Duarte, Engenharia e Construções, S.A.. This descriptions were written in order to emphasize the most relevant technical options of each intervention through descriptions that also reflect the chronological and technological developments since the beginning of the twentieth century until the present day. Within this context it was chosen to present a set of several interventions that illustrate various methodologies used in the construction of infrastructures in aquatic environments, which are considered to be representative of this type of interventions.

Those interventions highlight numerous types of techniques which were chosen according to its importance, especially within the Portuguese historical construction scenario. From a wide range of existing construction methodologies, the author focused on the pier construction using *havage* well casing systems, the execution of driven piles, the use of temporary embankments (forming islands or peninsulas) as working platforms, the assembling of modular temporary access platform jetties (specially designed for this purpose), on the use of floating construction pontoons and on the conception, design, and operational particularities of special structures for underwater work access in order to perform bridge infrastructure rehabilitation.

In those descriptions the most relevant construction, geotechnical and structural (among others) singularities are highlighted. The author also emphasises the methodologies, the operational means and the conception of auxiliary structures that might not be directly related with the foundation elements, themselves, but are essential for their final quality, especially if the difficulties and particularities associated with their construction on overwater conditions are taken into account.

Without being exclusively attached to foundation modelling, this paper tries to go beyond the features characteristic of design calculations, focusing on the description of constructive processes and phasing, in order to emphasize their singularities and its decision criteria, justifying the most important choices made along the process.

In general terms the purpose of most decisions taken during an intervention analysis process aim very clear objectives: respecting the safety measures (during and after the conclusion of its construction processes), the architectural, environmental, functional and structural requirements, the tender specifications, legal regulations and good construction practices, to develop structural solutions, construction methods and phasing, conceived in order to minimize risks, increase economy (mostly by reducing costs) and decrease construction schedule operations in order to respect (or shrink) the imposed deadlines.

Key words: Foundations, Evolution, Technology, Safety, Economy

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO	1
2. FUNDAÇÕES INDIRETAS MATERIALIZADAS POR PEGÕES EXECUTADOS A PARTIR DE POÇOS DE HAVAGE	3
2.1. ENQUADRAMENTO HISTÓRICO E PARTICULARIDADES DA TECNOLOGIA DE <i>HAVAGE</i>	3
2.2. FUNDAÇÕES E ESTRUTURA DO PORTO DE VILA REAL DE SANTO ANTÓNIO – 1928/1935	4
2.2.1. CARACTERIZAÇÃO GERAL DA OBRA	4
2.2.2. ESQUEMAS DE PROJETO E DE FASEAMENTO CONSTRUTIVO	5
2.2.3. PRINCIPAIS MEIOS E EQUIPAMENTOS UTILIZADOS	6
2.2.4. CONSTRUÇÃO DA ESTRUTURA DO CAIS	6
2.2.4.1. Resumo sequencial dos trabalhos realizados	7
2.2.4.2. Execução dos pegões/pilares com recurso a poços cravados por « havage »	7
2.3. FUNDAÇÕES DA PONTE RODOVIÁRIA DE ALCÁCER DO SAL – 1936-1940	13
2.3.1. CARACTERIZAÇÃO GERAL DA INTERVENÇÃO	13
2.3.2. EXECUÇÃO DOS PEGÕES DE FUNDAÇÃO	14
3. ESTACAS CRAVADAS	19
3.1. DESCRIÇÃO GERAL DA METODOLOGIA	19
3.2. ESTACAS CRAVADAS PARA A PONTE PROVISÓRIA DE CIRCULAÇÃO RODOVIÁRIA DE ALCÁCER DO SAL	22
3.2.1. ENQUADRAMENTO	22
3.2.2. CONCEÇÃO ESTRUTURAL	23
4. ATERROS PROVISÓRIOS E ENSECADEIRAS FORMANDO ILHAS COMO MEIOS PARA EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES INDIRETAS	27
4.1. ENQUADRAMENTO E PARTICULARIDADES	27
4.2. FUNDAÇÕES DOS PILARES CENTRAIS DA PONTE DE VILA NOVA DE MILFONTES	28
4.2.1. ASPETOS GERAIS DA OBRA	28

4.2.2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO	29
4.2.3. EXECUÇÃO DAS FUNDAÇÕES DA PONTE	30
4.3. FUNDAÇÕES DOS PILARES CENTRAIS DO VIADUTO DA A22 SOBRE O RIO ARADE.....	32
4.3.1. DESCRIÇÃO GERAL DA OBRA	32
4.3.2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO E PRINCIPAIS ASPETOS HIDRÁULICOS	33
4.3.3. EXECUÇÃO DAS FUNDAÇÕES DA PONTE	34
4.3.4. EXECUÇÃO DOS MACIÇOS DE FUNDAÇÃO	35
4.4. FUNDAÇÕES DO PILAR CENTRAL DA PONTE INTERNACIONAL SOBRE O RIO GUADIANA	37
4.4.1. ASPETOS GERAIS DA OBRA.....	37
4.4.2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO E PRINCIPAIS ASPETOS HIDRÁULICOS	37
4.4.3. EXECUÇÃO DAS ESTACAS DE FUNDAÇÃO DA PONTE	38
4.4.4. EXECUÇÃO DOS MACIÇOS DE ENCABEÇAMENTO	41
5. UTILIZAÇÃO DE MEIOS FLUTUANTES E PONTES PROVISÓRIAS COMO PLATAFORMAS DE TRABALHO PARA A EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES INDIRETAS USANDO ENSECADEIRAS PRÉ-FABRICADAS DE BETÃO ARMADO PARA CONSTRUÇÃO DOS MACIÇOS ..	45
5.1. FUNDAÇÕES DOS PILARES P8 E P9 DA PONTE “17 DE SETEMBRO”, SOBRE O RIO KWANZA, EM ANGOLA	45
5.1.1. RESUMO DA ABORDAGEM A ESTA INTERVENÇÃO.....	45
5.1.2. CONSIDERAÇÕES GERAIS DA OBRA.....	45
5.1.3. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO	46
5.1.4. CONSTRUÇÃO DAS ESTRUTURAS PROVISÓRIAS DE ACESSO.....	47
5.1.5. EXECUÇÃO DAS ESTACAS DE FUNDAÇÃO DA PONTE	49
5.1.6. EXECUÇÃO DOS MACIÇOS DE ENCABEÇAMENTO DAS ESTACAS	51
5.1.7. CONSIDERAÇÕES ACERCA DAS OPÇÕES CONSTRUTIVAS ADOTADAS	55
5.2. FUNDAÇÕES DOS PILARES P3 E P4 DA PONTE SOBRE O RIO DOURO, EM CRESTUMA.....	57
5.2.1. RESUMO DA ABORDAGEM A ESTA INTERVENÇÃO.....	57
5.2.2. CONSIDERAÇÕES GERAIS DA OBRA.....	58
5.2.3. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO	58
5.2.4. EXECUÇÃO DAS ESTACAS DE FUNDAÇÃO DOS PILARES P3 E P4	60
5.2.4.1. Descrição da solução adotada	60
5.2.4.2. Estaleiro, cais de embarque e meios flutuantes.....	60
5.2.4.3. Passadiços de acesso aos pilares do rio	61
5.2.4.4. Fabrico e cravação dos tubos de revestimento.....	61
5.2.4.5. Furação, colocação de armaduras e betonagem das estacas	64

5.2.5. EXECUÇÃO DOS MACIÇOS DE ENCABEÇAMENTO DAS ESTACAS	67
5.2.5.1. Descrição da solução adotada	67
5.2.5.2. Elementos pré-fabricados dos cofres	67
5.2.5.3. Sistema de transferência de carga entre o cofre e as estacas de fundação	69
5.2.5.4. Execução dos maciços de encabeçamento das estacas de fundação	73
5.2.6. CONSIDERAÇÕES ACERCA DAS OPÇÕES CONSTRUTIVAS ADOTADAS	74
6. ESTRUTURAS ESPECIAIS DE ACESSO PARA TRABALHOS SUBAQUÁTICOS DE REABILITAÇÃO E REFORÇO DE FUNDAÇÕES DE PONTES EXISTENTES ..	77
6.1. ENQUADRAMENTO E PARTICULARIDADES DE INTERVENÇÕES DE REABILITAÇÃO E REFORÇO DE FUNDAÇÕES.....	77
6.2. ENSECADEIRAS PARA REABILITAÇÃO DAS ZONAS IMERSAS DOS PEGÕES DE FUNDAÇÃO DA PONTE DA BARRA SOBRE O CANAL DE MIRA.....	79
6.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS DA INTERVENÇÃO	79
6.2.2. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA DAS ENSECADEIRAS	81
6.2.3. FABRICO, TRANSPORTE E MONTAGEM.....	83
6.3. ENSECADEIRAS E PLATAFORMAS DE TRABALHO PARA REALIZAÇÃO DAS OBRAS DE REFORÇO E REABILITAÇÃO DAS FUNDAÇÕES DA PONTE EIFFEL EM VIANA DO CASTELO	87
6.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS DA INTERVENÇÃO	87
6.3.2. BREVE DESCRIÇÃO GEOLÓGICA /SOLUÇÃO DE REFORÇO DAS FUNDAÇÕES	89
6.3.3. PLATAFORMAS DE TRABALHO PARA EXECUÇÃO DAS MICROESTACAS DE REFORÇO	90
6.3.4. ENSECADEIRAS DE TRABALHO	92
6.4. ENSECADEIRA PARA REALIZAÇÃO DAS OBRAS DE REFORÇO E REABILITAÇÃO DAS FUNDAÇÕES DA PONTE DE VALENÇA	97
6.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS DA INTERVENÇÃO	97
6.4.2. TRABALHOS DE REFORÇO DOS ELEMENTOS DE SUPORTE DA PONTE	99
6.4.2.1. Consolidação dos terrenos sob os maciços ancorados localizados junto aos encontros	99
6.4.2.2. Confinamento das fundações dos pilares P2 a P5	99
6.4.3. REABILITAÇÃO DAS ZONAS IMERSAS DO FUSTE DOS PILARES.....	101
6.4.3.1. Condicionalismos existentes	101
6.4.3.2. Descrição da estrutura da ensecadeira.....	101
6.4.3.3. Breve abordagem ao dimensionamento da ensecadeira.....	103
6.4.3.4. Processo construtivo, transporte e montagem da ensecadeira	106
6.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS ACERCA DA IMPORTÂNCIA DE ESTRUTURAS DE ACESSO NA REALIZAÇÃO DE OBRAS DE REABILITAÇÃO DE INFRAESTRUTURAS DE PONTES	110

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS	111
7.1. ENQUADRAMENTO DAS OPÇÕES DE CONTEÚDO	111
7.2. CONCLUSÃO	113
Consultas Bibliográficas.....	115

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Aspeto do porto na fase preparatória dos trabalhos de construção do cais de acostagem ..	4
Fig. 2.2 – Desenhos do faseamento construtivo ilustrando as atividades chave da intervenção.....	5
Fig. 2.3 – Cais provisório, dotado de linha férrea, utilizado durante a empreitada.....	6
Fig. 2.4 – Alguns troços da linha férrea provisória e as locomotivas Montania e Rurthal em operação.	6
Fig. 2.5 – Imagens das principais gruas utilizadas na obra (a grua Koppel, sobre carris, e a grua Bucyrus, com um pormenor de dois grabs utilizados nos trabalhos de escavação.....	7
Fig. 2.6 – Central de produção de betão (com recurso à betoneira Ransome) e central de armazenamento e tratamento de inertes	7
Fig. 2.7 – Imagens do transporte da cofragem metálica e da moldagem da base biselada do primeiro poço	8
Fig. 2.8 – A escavadora Koppel escavando pelo interior de um troço facilitando a sua cravação.....	8
Fig. 2.9 – A grua Koppel carregando os poços para forçar a sua descida	9
Fig. 2.10 – Bombagem de água do interior da enseadeira para posterior betonagem de um troço de pegão	9
Fig. 2.11 – Selagem do fundo dos poços através de betonagem submersa com aplicação de betão por grab ou através de uma coluna de betonagem (tubo em ferro com 10” de diâmetro)	9
Fig. 2.12 – Transporte, usando a linha férrea, e enchimento do interior dos poços por aplicação, a balde, de betão ciclópico	10
Fig. 2.13 – Várias fases da betonagem das abóbadas, de um ensaio de carga sobre uma delas e da betonagem de nivelamento da frente de cais	10
Fig. 2.14 – Colocação/lançamento de pedra para construção do prisma de enrocamento e nivelamento do seu nível superior com recurso a mergulhadores	11
Fig. 2.15 – Imagens do estaleiro de pré-fabricação dos caixotões para os muros cais de suporte gravítico da plataforma portuária	11
Fig. 2.16 – Transporte, posicionamento, preenchimento e betonagem dos caixotões	12
Fig. 2.17 – Disposição dos blocos e realização do aterro da plataforma portuária	12
Fig. 2.18 – Imagem do cais de Vila Real de Santo António imediatamente após conclusão da intervenção	13
Fig. 2.19 – Imagem da travessia existente até à construção da nova ponte	13
Fig. 2.20 – Montagem da cofragem e disposição das armaduras sobre os fundos provisórios usados para conferir a navegabilidade dos caixões	14
Fig. 2.21 – Conclusão da betonagem de pré-fabricação e início da escavação da península de aterro	15
Fig. 2.22 – Transporte, em navegação, dos caixões pré-fabricados	15

Fig. 2.23 – Afundamento e início da cravação dos caixões	15
Fig. 2.24 – Remoção do material aluvionar por bombagem e imagem das ferramentas de escavação utilizadas na fase final da cravação	16
Fig. 2.25 – Imagens da coluna de betonagem, da linha férrea de acesso e fornecimento de betão (através de vagões), e do enchimento do interior dos cofres	16
Fig. 2.26 – Fotografias após conclusão da infraestrutura (Fig. 2.26.a) e após montagem do tabuleiro da ponte (Fig. 2.26.b)	17
Fig. 3.1 – Imagens dos principais materiais que constituem as fundações em estacas cravadas	19
Fig. 3.2 – Cravação por pilão de queda livre: Fig. 3.2.a - Estacas de madeira para fundação dos encontros da ponte rodoviária de Alcácer do Sal - Teixeira Duarte 938; (Fig. 3.2.b, Fig. 3.2.c e Fig. 3.2.d) - Estacas pré-moldadas de betão armado para fundação dos edifícios da Base Naval do Montijo - Teixeira Duarte 1941	20
Fig. 3.3 – Vibrofonceur cravando um tubo de encamisamento para atravessamento das areias do leito da albufeira da barragem de Crestuma-Lever (Ponte sobre o rio Douro da A41 – Teixeira Duarte-2010)	20
Fig. 3.4 – Esquemas ilustrativos do funcionamento de martelos a <i>diesel</i> e imagens das operações de cravação das estacas dos estaleiros navais de Setúbal, executadas pela Teixeira Duarte em 1973.	22
Fig. 3.5 – Esquemas de projeto ilustrativos da solução concebida para as fundações da ponte provisória	23
Fig. 3.6 – Imagens da cravação das estacas metálicas da ponte provisória	24
Fig. 3.7 – Imagens da montagem dos travamentos à cabeça das estacas metálicas	24
Fig. 3.8 – Soldadura das travessas, posicionamento das longarinas e montagem das vigas secundárias	25
Fig. 3.9 – Posicionamento das pré-lajes e utilização destes elementos como pavimento de suporte dos meios elevatórios de montagem dos tramos adjacentes	25
Fig. 3.10 – Imagem da ponte após a sua conclusão ilustrando a sua utilização como faixa complementar de circulação de tráfego (neste caso no sentido Sul/Norte)	26
Fig. 4.1 – Destruição de um aterro após cheia (linha de Setil – cheia de 1979)	27
Fig. 4.2 – Imagens ilustrando a construção e a geometria dos pilares e superestrutura da Ponte de VNM	28
Fig. 4.3 – Corte longitudinal ilustrando a implantação da ponte sobre o perfil geológico interpretativo	29
Fig. 4.4 – Corte longitudinal incluindo a estrutura da ponte e a península de aterro implantadas sobre o perfil geológico interpretativo	29
Fig. 4.5 – Corte longitudinal já com a correção do perfil geológico interpretativo e a reformulação da solução para as fundações indiretas do pilar P3	30
Fig. 4.6 – Aspeto geral da obra e pormenores de algumas das fases de execução das barretas do pilar P3	31
Fig. 4.7 – Construção dos maciços de encabeçamento da Ponte de VNM	31

Fig. 4.8 – Construção dos pilares e início da escavação para remoção do aterro provisório	32
Fig. 4.9 – Ponte de Vila Nova de Milfontes após a sua conclusão	32
Fig. 4.10 – Imagem ilustrando a construção do tabuleiro através de viga de lançamento	33
Fig. 4.11 – Imagens da península de aterro na sua extensão máxima e dos inúmeros equipamentos de furação, elevação e escavação em operação	34
Fig. 4.12 – Esquema ilustrando o preenchimento de um carso pela injeção abaixo da ponta das estacas	35
Fig. 4.13 – Imagens ilustrando os processos de cravação das estacas prancha, a execução do “rolhão” de jet-grouting e os níveis de escoramento a serem montados sobre a península de aterro. 36	
Fig. 4.14 – Imagens ilustrando as ensecadeiras no decorrer da escavação e a ponte já concluída... 36	
Fig. 4.15 – Corte longitudinal ilustrando a implantação da ponte sobre o perfil geológico interpretativo e as estruturas de acesso concebidas para execução das infraestruturas da ponte	38
Fig. 4.16 – Avanço na vibrocravação, inspeção e soldadura de um troço de um tubo de encamisamento	39
Fig. 4.17 – Imagens da escavação, pelo interior dos tubos, com recurso a Hammer-Grab	39
Fig. 4.18 – Procedimento utilizado para evitar a ocorrência de fenómenos de assoreamento da furação	40
Fig. 4.19 – Imagens de duas fases distintas das operações de limpeza da ponta das estacas que foi sucedida pela injeção de calda de cimento	41
Fig. 4.20 – Esquema ilustrando o faseamento da ensecadeira construtivo da ensecadeira da Ponte Internacional sobre o Rio Guadiana	42
Fig. 4.21 – Imagens que ilustram a realização de algumas das atividades descritas neste capítulo. 43	
Fig. 4.22 – Imagem da ponte em 1991, imediatamente após a sua conclusão	43
Fig. 5.1 – Localização da “Ponte 17 de Setembro”	46
Fig. 5.2 – “Ponte 17 de Setembro” - Corte longitudinal ilustrando a ponte principal	46
Fig. 5.3 – Corte geológico esquemático ilustrando as formações intersetadas pelas estacas de fundação	47
Fig. 5.4 – Imagens e corte longitudinal ilustrando as operações de montagem do jetty 1	48
Fig. 5.5 – Imagens e esquemas ilustrando as operações de montagem do jetty 2	49
Fig. 5.6 – Cravação dos tubos de encamisamento a partir do jetty 2	50
Fig. 5.7 – Furação das estacas a partir do jetty 2	50
Fig. 5.8 – Imagens ilustrativas da altimetria de implantação dos maciços e da fauna local	51
Fig. 5.9 – Esquema construtivo e imagens ilustrando o posicionamento dos troços de pré-laje do cofre sobre os capitéis metálicos de suporte provisório	52
Fig. 5.10 – Betonagem das ligações entre as pré-lajes do cofre	52
Fig. 5.11 – Montagem dos sistemas de suspensão e execução das paredes dos cofres	53

Fig. 5.12 – Esquemas e imagens ilustrando a remoção dos capitéis metálicos (após suspensão e elevação do cofre) e a montagem da cofragem dos capitéis de suporte subaquático do cofre	54
Fig. 5.13 – Esquemas e imagens ilustrando o posicionamento altimétrico e a betonagem dos capitéis	54
Fig. 5.14 – Execução de um “rolhão” de betão armado e bombagem da água do interior.....	55
Fig. 5.15 – Saneamento da cabeça das estacas	55
Fig. 5.16 – Disposição das armaduras e betonagem dos maciços	55
Fig. 5.17 – “Ponte 17 de Setembro” imediatamente após a sua conclusão, em de Setembro de 2010, quatro meses antes do fim do prazo	56
Fig. 5.18 – Localização da ponte, na albufeira da Barragem de Crestuma/Lever	57
Fig. 5.19 – Imagem aérea da ponte, após sua conclusão, ilustrando o posicionamento dos pilares centrais	58
Fig. 5.20 – Imagens da amostra integral de uma sondagem (retirada na zona do maciço grauváquico) e do modelo elastoplástico de elementos finitos utilizado na modelação computacional das fundações da ponte	59
Fig. 5.21 – Corte Geológico ao longo do eixo da Ponte sobre o rio Douro na albufeira da Barragem de Crestuma/Lever	59
Fig. 5.22 – Passadiços de acesso às fundações dos pilares P3 e P4	61
Fig. 5.23 – Esquema ilustrando a cravação dos tubos de encamisamento com recurso a vibrocravador suspenso por grua a operar a partir de batelão	62
Fig. 5.24 – Imagens dos trabalhos preparatórios realizados para cravação dos tubos	62
Fig. 5.25 – Cravação dos tubos de encamisamento das estacas de fundação da ponte	63
Fig. 5.26 – Metodologia usada na cravação dos tubos, por avanço, para penetração no substrato rochoso	64
Fig. 5.27 – Esquemas das operações de furação, introdução da armadura e betonagem das estacas de fundação da ponte	64
Fig. 5.28 – Registo das penetrações no estrato rochoso adotadas para as estacas de fundação e imagens das ferramentas de corte utilizadas no atravessamento do substrato rochoso	65
Fig. 5.29 – Imagens das operações de furação pelo interior dos tubos de revestimento	65
Fig. 5.30 – Esquema do modelo de cálculo, esboço de dimensionamento e imagem das operações de suspensão para movimentação de um troço de armadura	66
Fig. 5.31 – Suspensão de um troço de armadura e pormenor da execução de um empalme entre 2 troços	66
Fig. 5.32 – Betonagem das estacas de fundação	67
Fig. 5.33 – Alguns elementos do cofre armazenados no estaleiro de pré-fabricação	68

Fig. 5.34 – Esquemas de dimensionamento, modelos de cálculo e cargas de suspensão para movimentação e posicionamento das peças primárias do cofre	69
Fig. 5.35 – Perspetivas e modelo de cálculo para o dimensionamento dos anéis do sistema de transferência	70
Fig. 5.36 – Esquemas de faseamento e imagens ilustrando o posicionamento a montagem dos anéis em torno das estacas de fundação	70
Fig. 5.37 – Elementos complementares do sistema de transferência de carga	71
Fig. 5.38 – Esquema de posicionamento e imagens do modelo, ilustrando a colocação sequencial das 10 peças primárias de cada cofre	71
Fig. 5.39 – Posicionamento das peças do cofre sobre o sistema de transferência	72
Fig. 5.40 – Selagem do cofre aos tubos de encamisamento e execução do “rolhão” de betão armado	72
Fig. 5.41 – Execução do maciço de fundação utilizando o “cofre” como ensecadeira	73
Fig. 5.42 – Conclusão da betonagem dos maciços e “arranque” dos pilares da ponte	74
Fig. 5.43 – Imagem da Ponte sobre o rio Douro na albufeira da barragem de Crestuma/Lever imediatamente após a sua conclusão	75
Fig. 6.1 – Esquemas exemplificativos da importância acrescida que as tecnologias adquirem em intervenções de reabilitação e reforço de estruturas existentes	78
Fig. 6.2 – Imagem representativa do desenvolvimento longitudinal da Ponte da Barra	80
Fig. 6.3 – Imagem e esquemas ilustrativos da estrutura e fundações da Ponte da Barra	80
Fig. 6.4 – Esquemas de projeto que ilustram a metodologia prevista no projeto para a execução dos trabalhos de reabilitação dos pegões de fundação (com recurso exclusivo a equipas de mergulhadores)	81
Fig. 6.5 – Perspetivas ilustrativas da estrutura das ensecadeiras para a Ponte da Barra	82
Fig. 6.6 – Dimensões, esquemas de travamento e imagem da deformada de cálculo da ensecadeira em serviço	83
Fig. 6.7 – Perspetivas dos negativos na base das ensecadeiras e do sistema de estanquicidade colocado em torno de cada um dos pegões a tratar	83
Fig. 6.8 – Estaleiro de montagem e de teste do aperto relativo das duas metades das ensecadeiras	84
Fig. 6.9 – Esquemas e imagem do transporte e posicionamento dos sistemas de fecho das ensecadeiras	84
Fig. 6.10 – Esquemas de dimensionamento e imagens das operações de transporte	85
Fig. 6.11 – Posicionamento da ensecadeira em torno das fundações de um pilar da Ponte da Barra a tratar	86
Fig. 6.12 – Bombagem da água do interior das ensecadeiras da Ponte da Barra	86
Fig. 6.13 – Esquema e imagens das zonas de trabalho criadas com a montagem das ensecadeiras da Ponte da Barra	87
Fig. 6.14 – Imagem da Ponte Eiffel e esquemas das secções transversal e longitudinal	87

Fig. 6.15 – Imagens que ilustram algumas das patologias verificadas nas infraestruturas da Ponte Eiffel	88
Fig. 6.16 – Perfil longitudinal destacando as cotas da base das fundações dos pilares da ponte Eiffel e a profundidade de ocorrência das formações graníticas	89
Fig. 6.17 – Axonometrias dos modelos tridimensionais adotados no dimensionamento das Plataformas de trabalho concebidas para a Ponte Eiffel	90
Fig. 6.18 – Alguns esquemas de dimensionamento para uma Plataforma de Trabalho Tipo 1	91
Fig. 6.19 – Alguns esquemas de dimensionamento para uma Plataforma de Trabalho Tipo 2	91
Fig. 6.20 – Fotos das Plataformas durante a sua montagem e durante as operações de furação....	92
Fig. 6.21 – Perspetiva ilustrativa da estrutura da ensecadeira concebida para a Ponte Eiffel.....	93
Fig. 6.22 – Alguns esquemas dos desenhos de dimensionamento da ensecadeira de trabalho concebida para a Ponte Eiffel	94
Fig. 6.23 – Esquemas ilustrando o faseamento das operações de transporte e posicionamento em torno de um pilar da Ponte Eiffel a tratar	94
Fig. 6.24 – Imagens da montagem, transporte e posicionamento das ensecadeiras em torno de um pilar da Ponte Eiffel	95
Fig. 6.25 – Imagens ilustrando pormenores dos escoramentos aos fuste dos pilares, os sistemas de suspensão ao tabuleiro e esquemas de dimensionamento do “rolhão”	96
Fig. 6.26 – Imagens das ensecadeiras da Ponte Eiffel em serviço	97
Fig. 6.27 – Alçado de jusante da Ponte Internacional de Valença	97
Fig. 6.28 – Imagem da ponte de Valença e pormenor de algumas das patologias observadas nos pilares	98
Fig. 6.29 – Esquemas de dimensionamento e modelos de cálculo, utilizados pelo gabinete de projeto da Teixeira Duarte, para simular, otimizar e validar as soluções concebidas e patenteadas a concurso	99
Fig. 6.30 – Esquemas da consolidação das fundações com recurso à tecnologia de <i>jet-grouting</i>	100
Fig. 6.31 – Execução das colunas de consolidação das fundações dos pilares da Ponte de Valença	100
Fig. 6.32 – Planta, corte esquemático e perspetiva da estrutura da ensecadeira da Ponte de Valença em torno do pilar	102
Fig. 6.33 – Pormenores das ligações por selagem dos ferrolhos da laje de fundo e dos tubos metálicos de alta resistência ao fuste do pilar	103
Fig. 6.34 – Modelo de cálculo utilizado para simulação numérica da estrutura principal da ensecadeira concebida para a Ponte de Valença	105
Fig. 6.35 – Esquema ilustrando o modelo de cálculo utilizado no dimensionamento da chapa calandrada	105

Fig. 6.36 – Operações de montagem e de ensaio da ensecadeira sobre o cais de embarque	106
Fig. 6.37 – Operações de elevação da ensecadeira e colocação no rio em flutuação	107
Fig. 6.38 – Transporte e rotação das metades da ensecadeira para posicionamento em torno do pilar	107
Fig. 6.39 – Alívio da pressão nos balões de flutuação para posicionamento altimétrico da ensecadeira sobre o leito do rio; operação auxiliada pelo sistema de suspensão montado no tabuleiro da ponte.	108
Fig. 6.40 - Sistema de escoramento da ensecadeira ao pilar da Ponte de Valença a intervir e bombagem da água do seu interior	109
Fig. 6.41 – Perspetiva tridimensional da ensecadeira ilustrando o seu funcionamento operacional e imagens durante a fase de realização e após conclusão dos trabalhos de reabilitação do fuste do pilar	109
Fig. 7.1 – Equipamentos de escavação através de <i>Fly-Drill</i> e do sistema <i>Symmetrix</i> em operação..	112

1

INTRODUÇÃO

Desde a sua génese que a empresa Teixeira Duarte, Engenharia e Construções, S.A. está intimamente ligada às obras geotécnicas, tendo sido nessa especialidade que a empresa iniciou a sua atividade.

Numa época em que os equipamentos estavam longe das possibilidades da maquinaria existente nos dias de hoje, a capacidade inventiva, aliada ao engenho, era a arma utilizada para executar as grandes obras de Engenharia. As adaptações para implementação dos sistemas de “havage” com cofres flutuantes, utilizadas no final dos anos 20 e no final dos anos 30, para a construção dos pegões de fundação dos pilares do Cais acostável do Porto de Vila Real de Santo António e da Ponte Rodoviária de Alcácer do Sal, respetivamente, constituem exemplos dessas capacidade e engenho.

Com a evolução tecnológica e, sobretudo, o aparecimento dos modernos equipamentos de cravação e furação, as soluções estruturais que a sua adequada utilização permite são vastíssimas.

Tecnologias assentes no uso de equipamentos dotados de elevadas potências e munidos de ferramentas de corte e furação capazes do atravessamento de formações de grande disparidade geomecânica, aliando essa capacidade à possibilidade de atingir grandes profundidades, quando devidamente utilizados, permitem a construção de estruturas de fundações em locais e com características que seriam impensáveis antes do seu aparecimento.

Com efeito, os meios hoje em dia disponíveis para ultrapassar os desafios associados à execução de fundações indiretas em meios aquáticos permitem aos projetistas, aos donos de obra e aos empreiteiros um grande leque de opções de sistemas construtivos, que deverão ser criteriosamente escolhidos em função da sua adequabilidade às obras.

Deste modo, as escolhas das metodologias de furação ou cravação, das técnicas de estabilização dos furos, dos procedimentos associados à introdução das armaduras, dos processos adequados para a betonagem ou injeção das fundações ou dos sistemas construtivos para a sua ligação aos maciços de fundação são de importância vital e deverão ser fortemente ponderadas, por forma a constituírem soluções adequadas às características geotécnicas dos terrenos e às exigências funcionais das estruturas que suportam.

De relevância extrema é também a escolha dos meios funcionais sobre os quais os equipamentos de furação operam. As decisões que levam à adoção, por exemplo, de aterros provisórios ou ensecadeiras (em estacas prancha ou não) ou à utilização de plataformas flutuantes (batelões e pontões) deverão ser tomadas tendo em conta as profundidades do leito, as velocidades de escoamento e os custos de mobilização.

Igualmente de enorme importância é a escolha das metodologias associadas à construção dos maciços de fundação, que funcionam como elementos de transição entre fundações indiretas e os pilares estruturais.

Neste contexto, com vista a ilustrar aspetos importantes inerentes à execução de fundações em meios fluviais a marítimos, na presente dissertação selecionam-se e descrevem-se aspetos construtivos de um conjunto de obras realizadas pela empresa Teixeira Duarte que, dotadas de significativo grau de interesse (histórico, geotécnico ou estrutural) e/ou de particularidades que se consideraram relevantes, são agrupadas em capítulos que reúnem técnicas e metodologias construtivas passíveis de enquadramento comum.

Salienta-se o facto de, enquanto engenheiro da equipa da Direção Central de Projetos da Teixeira Duarte, Engenharia e Construções, S.A., o autor ter participado nas intervenções apresentadas com data de construção posterior a outubro de 1997, data da sua admissão nesse departamento da empresa.

Essa participação incidiu sobretudo no desenvolvimento de estudos e projetos, tentando adequar as necessidades das intervenções às metodologias, recursos, meios, tecnologias e equipamentos que se consideraram mais adequados, tendo em conta a sua especificidade e a experiência da empresa.

Em fase de concurso, essa participação foi maioritariamente realizada em pareceria com as outras Direções Centrais e/ou Centros de Exploração da empresa, desenvolvendo estudos que permitissem a valorização e apresentação tecnicamente fundamentada de propostas.

Em fase de projeto, os trabalhos foram desenvolvidos em estreita ligação com as equipas de produção das obras, tentando melhor adaptar as especificidades de cada estudo às reais características das intervenções e da sua envolvente, utilizando o *know-how* da empresa para melhor adequar as soluções, metodologias construtivas e as tecnologias que lhes estão associadas, por forma a minimizar os riscos inerentes à construção e a maximizar a eficiência dos trabalhos a realizar.

Durante a fase de construção, prestando assistência técnica às obras, o autor desenvolveu inúmeros estudos e projetos, com vista a dar apoio às equipas de produção na adaptação de soluções, ajuste de metodologias, execução de procedimentos de trabalho ou na resolução de algumas dificuldades resultantes da ocorrência de contrariedades imprevistas. Destaca-se a conceção e execução de diversas estruturas acessórias que, em múltiplas intervenções, se revelaram determinantes para o êxito da execução dos trabalhos.

Apesar de todas as singularidades que lhe são inerentes, a fórmula para o sucesso de uma intervenção com o elevado grau de dificuldade que é inerente à construção de fundações em meios aquáticos passa sempre pela adequabilidade da escolha das tecnologias a utilizar, tendo em conta as suas particularidades (geométricas, estruturais, hidráulicas, geotécnicas, etc.), exigências regulamentares e de segurança (durante a fase de construção e em exploração), com vista a minimizar custos, riscos e prazos de execução.

2

FUNDAÇÕES INDIRETAS MATERIALIZADAS POR PEGÕES EXECUTADOS A PARTIR DE POÇOS DE HAVAGE

2.1. ENQUADRAMENTO HISTÓRICO E PARTICULARIDADES DA TECNOLOGIA DE HAVAGE

As técnicas e metodologias associadas à execução de fundações indiretas estão intimamente ligadas aos equipamentos que as concretizam. Numa época onde os modernos equipamentos existentes nos dias de hoje ainda não estavam disponíveis, o sistema de cravação por *havage* era um método amplamente utilizado para a transmissão dos esforços em profundidade, especialmente até à primeira metade do século XX.

Em termos de metodologia, a técnica de cravação por *havage* consiste no aprofundamento de poços ou caixões (consoante a geometria), normalmente ocos e biselados na sua base, recorrendo à escavação através do seu interior para, por ação de carga vertical (peso próprio ou carregamentos adicionais), obter o rompimento progressivo do atrito lateral do terreno até serem atingidas profundidades onde os terrenos apresentem características geomecânicas compatíveis com as solicitações das superestruturas sobre eles fundadas.

Como principais vantagens esta técnica oferece a particularidade de aliar a possibilidade de execução de fundações de grande diâmetro (ou secção) a uma considerável rapidez de cravação, especialmente no atravessamento de solos aluvionares pouco consistentes.

Como principais desvantagens aponta-se a sua inadaptação a terrenos duros/compactos e o aumento contínuo das dificuldades de cravação, que normalmente limitavam a possibilidade de obtenção de profundidades elevadas, tornando-a incompatível com situações onde as formações geomecânicamente competentes se encontrem sob grandes espessuras de terreno, especialmente se tiverem características arenosas e alguma compacidade.

Apesar da tecnologia ser genericamente definida pelas descrições anteriores, as características de cada intervenção impunham adaptações e variações, estabelecidas consoante as particularidades dos métodos utilizados em cada uma das operações.

Por forma a enumerar algumas dessas singularidades, podem referir-se múltiplas técnicas e metodologias passíveis de serem utilizadas:

- Na execução dos poços de entivação (normalmente em aço ou betão, por vezes pré-fabricados outras vezes moldados *in situ*);
- No seu transporte e posicionamento no local de implantação;
- Na realização da escavação, destacando-se a utilização de métodos manuais ou à utilização das mais variadas técnicas ou equipamentos (escavação por circulação

inversa, escavação por dragagem, através de *grabs*, por bombagem, utilizando trados, baldes, etc.);

- Na eventual utilização de campânulas de ar comprimido, normalmente associadas à necessidade de impedimento da entrada de água no interior imposto, nomeadamente, pela presença de meios humanos;
- Nas operações de eventual carregamento para forçar a descida das entivações, necessárias quando o peso próprio destas se revelar insuficiente para romper o atrito lateral (carregamentos estáticos, carregamentos dinâmicos, macacos hidráulicos, etc).
- Na materialização de procedimentos para execução do enchimento do seu interior (após serem atingidas as profundidades previstas), que vão desde ao preenchimento com inertes (areia, brita, etc.) à betonagem (submersa ou não).

O sucesso das intervenções utilizando a metodologia de *havage* está, portanto, intimamente ligada à adequabilidade das soluções adotadas em cada operação, cabendo aos técnicos responsáveis definir, dentro das opções disponíveis, as técnicas mais apropriadas para realização de cada operação, tendo em conta as especificidades geográficas, geotécnicas, estruturais e operacionais de cada obra.

2.2. FUNDAÇÕES E ESTRUTURA DO PORTO DE VILA REAL DE SANTO ANTÓNIO – 1928/1935

2.2.1. CARACTERIZAÇÃO GERAL DA OBRA

Esta obra, executada entre 1928 e 1935, constitui um marco na história da empresa Teixeira Duarte (à data ainda uma empresa unipessoal) e uma demonstração do arrojo e empreendedorismo do Engenheiro Ricardo Esquível Teixeira Duarte que, implementando metodologias construtivas assentes na lógica da linha de montagem, concebeu estruturas e procedimentos construtivos engenhosos e eficazes, especialmente se forem consideradas as limitações tecnológicas de meios, tendo em conta a época e o local da construção (longe das cidades mais desenvolvidas do país).



Fig. 2.1 - Aspeto do porto na fase preparatória dos trabalhos de construção do cais de acostagem

Salientam-se a utilização das condições geográficas do local (estuário do Guadiana) como meio para superar as dificuldades de acesso e as limitações de capacidade dos meios elevatórios, bem como a capacidade de ultrapassar a problemática associada à existência de material aluvionar, geomecânica incompetente para fundação da infraestrutura do cais, com uma possança bastante elevada (cerca de 19 m).

Trata-se de uma estrutura para um cais acostável, de 300 m de extensão, constituída por abóbadas de betão simples, de 10 m de vão, assentes sobre pilares/pegões, do mesmo material,

com uma secção de 6,0mx4,0m. Os pegões de fundação atingiram os 20 m de profundidade, após cravação de entivações pela técnica de *havage*.

A estrutura é ainda dotada de muretes de coroamento e de um muro cais de suporte, também de betão, destinado à retenção dos aterros da plataforma do cais.

O muro cais é constituído por 3 fiadas de blocos de betão de cerca de 1,5 m de altura (cada uma), fundadas sobre uma base de enrocamentos de 7 m de espessura. A empreitada implicou ainda a execução da dragagem do leito do estuário até à cota prevista (-6,00 ZH) e a execução do aterro da plataforma do cais.

2.2.2. ESQUEMAS DE PROJETO E DE FASEAMENTO CONSTRUTIVO

Antecipando uma prática que se mantém na empresa, o Engenheiro Ricardo Esquível Teixeira Duarte procedeu à execução de inúmeros esquemas e desenhos de projeto e das metodologias construtivas a adotar, ilustrando a solução estrutural concebida e o faseamento construtivo das etapas mais relevantes da intervenção.

Disso são exemplo as imagens subsequentes correspondentes às três fases construtivas que se consideram como mais significativas e que ilustram a estrutura concebida para o cais e a sequência dos trabalhos:

- Construção dos pegões/pilares estruturais, executados após escavação do material aluvionar (e do topo da camada de burgau, onde estes se encontram fundados) e sua substituição pelo preenchimento com betão ciclópico, realizada ao abrigo de entivações, previamente posicionadas em profundidade por intermédio de cravação por *havage* (figura 2.2a);
- Execução de um prisma de enrocamento que, dotado de uma espessura de cerca de 7,0 m, funciona como componente de estabilização das camadas inferiores de aterro e como elemento de fundação do muro cais de suporte dos aterros mais superficiais da plataforma portuária (muro representado a tracejado – figura 2.2b);
- Construção das abóbadas de betão simples, dimensionadas para vencer o vão (10 m) entre os pilares estruturais (figura 2.2c).

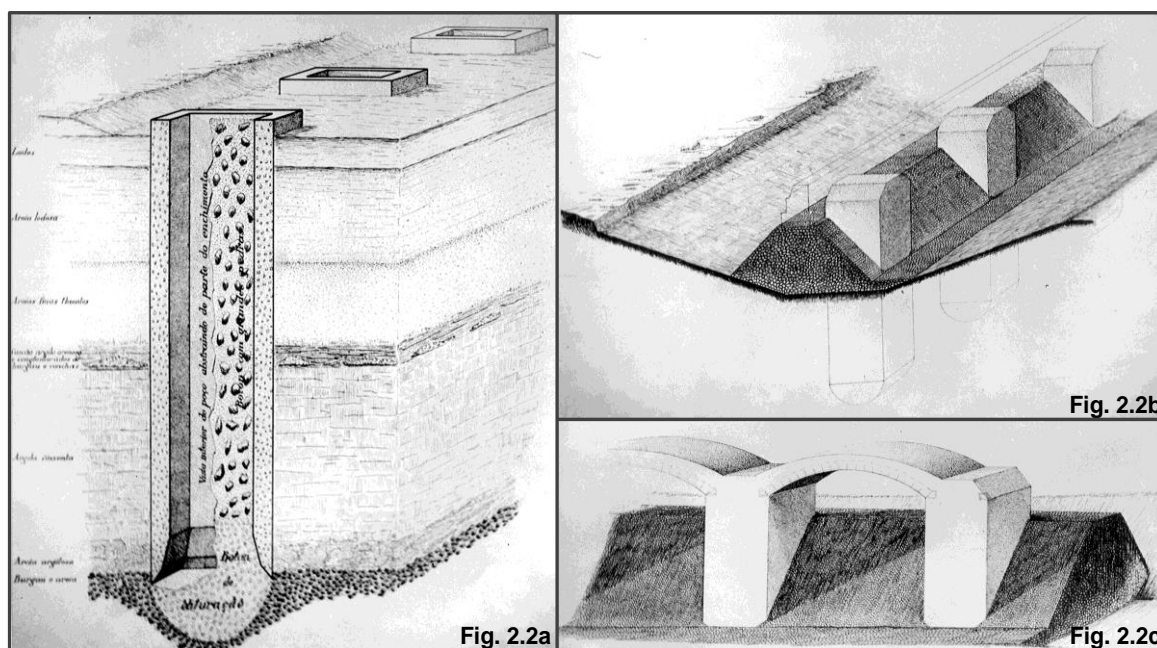


Fig. 2.2 - Desenhos do faseamento construtivo ilustrando as atividades chave da intervenção

2.2.3. PRINCIPAIS MEIOS E EQUIPAMENTOS UTILIZADOS

Uma das principais características que os documentos de acervo da empresa referentes a esta intervenção deixam transparecer, prende-se com a forma rigorosa e metódica com que o faseamento sequencial das atividades foi planeado.

Neste contexto, enfatizam-se a organização e a gestão dos meios utilizados, com preparação assente numa produção planeada, segundo a qual cada atividade foi idealizada numa lógica assente no conceito da linha de montagem, revelando um detalhe preparatório notável, mesmo quando comparado com um modelo de organização e gestão de um estaleiro dos dias de hoje.

O rigoroso planeamento da empreitada implicou uma mobilização de meios e de equipamentos, cuja operacionalidade foi gerida de acordo com o planeamento das atividades.

Dos meios e equipamentos concebidos e/ou mobilizados destacam-se:

- O dimensionamento e montagem de uma linha férrea provisória, especialmente concebida para assegurar mobilidade de equipamentos (operando sobre carris) e materiais (transportados em vagões ou sobre *bogies*) ao longo da área de implantação do estaleiro;
- A construção de pontes cais provisórias, abrangidas pela linha férrea, especialmente concebidas para o aprovisionamento fluvial/marítimo de materiais de construção (essencialmente material de enrocamento) e embarque de material para transporte a vazadouro;
- A utilização de diversos tipos de gruas e escavadoras, quer operando sobre carris quer operando sobre lagartas;
- A utilização de locomotivas, vagões e *bogies* que eram usados na “alimentação” das frentes obra em termos de materiais e no transporte de material da escavação, para posterior depósito em vazadouro;
- Conceção e montagem de centrais de produção de betão e de armazenamento de inertes, onde também se procedia à sua lavagem e britagem, que eram abrangidas pela linha férrea de distribuição.

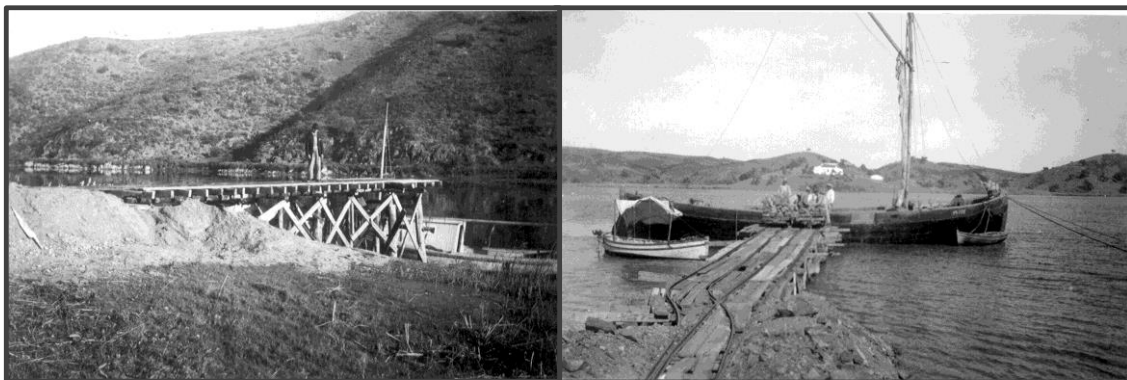


Fig. 2.3 – Cais provisório, dotado de linha férrea, utilizado durante a empreitada



Fig. 2.4 – Alguns troços da linha férrea provisória e as locomotivas *Montania* e *Rurthal* em operação

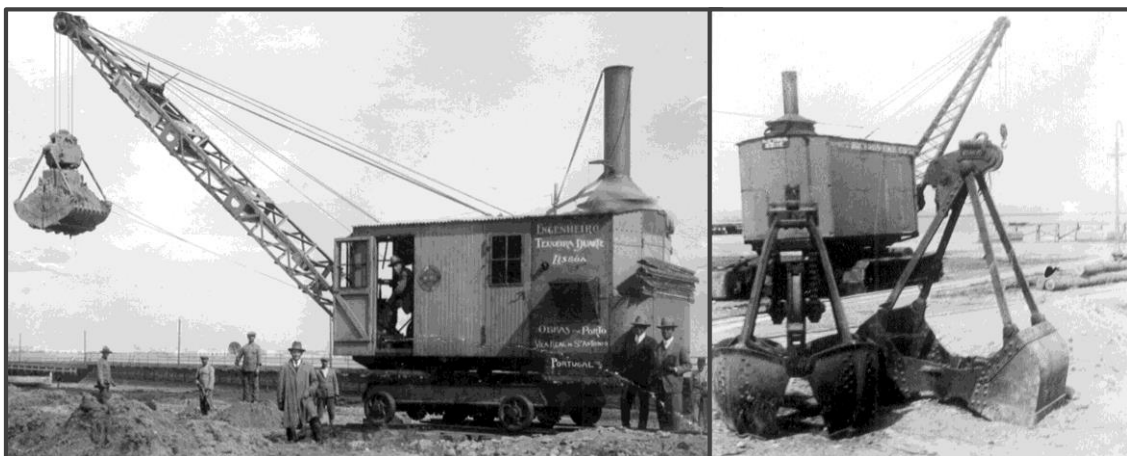


Fig. 2.5 – Imagens das principais gruas utilizadas na obra (a grua *Koppel*, sobre carris, e a grua *Bucyrus*, com um pormenor de dois *grabs* utilizados nos trabalhos de escavação

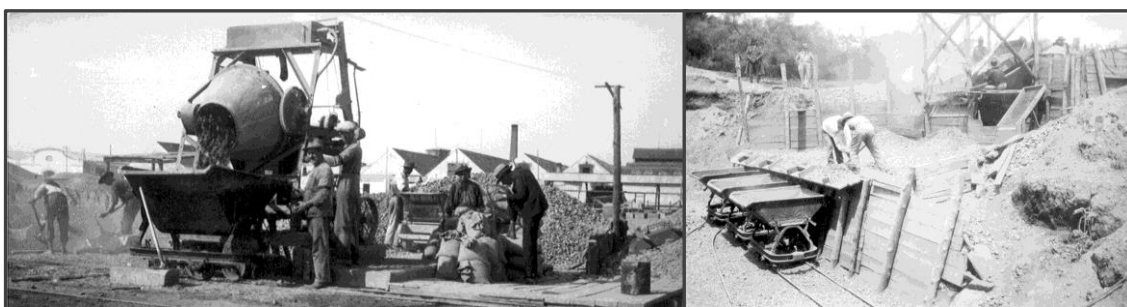


Fig. 2.6 – Central de produção de betão (com recurso à betoneira *Ransome*) e central de armazenamento e tratamento de inertes

2.2.4. CONSTRUÇÃO DA ESTRUTURA DO CAIS

2.2.4.1. Resumo sequencial dos trabalhos realizados

De uma forma simplificada, a sequência construtiva utilizada na construção do cais iniciou-se pela execução de 31 pilares/pegões estruturais, que foram posteriormente encimados pelos arcos de betão simples, interligando-os, entre si, e formando uma estrutura porticada com cerca de 300 m de desenvolvimento.

A contenção da plataforma portuária foi assegurada por muros de gravidade, cuja base, materializada por caixotões pré fabricados de betão simples, foi fundada sobre um prisma de enrocamento. Os muros cais foram constituídos por 3 secções distintas, cada uma com cerca de 1,50 m de altura, perfazendo um altura total de cerca de 4,50 m.

A intervenção ficou concluída com os aterros da plataforma portuária e com os trabalhos de dragagem do fundo marinho nas imediações do cais (até sensivelmente à cota -6,00 ZH).

2.2.4.2. Execução dos pegões/pilares com recurso a poços cravados por « havage »

Tal como ilustrado na Figura 2.2a, a conceção dos poços previu a execução de uma base biselada, adotada por forma a facilitar as operações de cravação. O bisel de cravação era moldado com recurso a uma cofragem metálica que, depois da betonagem do primeiro troço, era reutilizada na execução do poço adjacente.

O transporte dessa cofragem, desde o seu estaleiro de pré-fabricação até ao local da implantação do primeiro pilar construído (pilar P8), foi realizado com a adoção de um fundo provisório, que permitiu a sua flutuação e a consequente navegabilidade.



Fig. 2.7 – Imagens do transporte da cofragem metálica e da moldagem da base biselada do primeiro poço

Após betonagem do primeiro troço dos poços iniciavam-se as operações inerentes ao processo de *havage*, materializadas pela escavação pelo seu interior, facilitando a sua descida em profundidade, e pela betonagem dos troços sucedâneos, até que fosse atingida a profundidade de projeto (aproximadamente 20 m).



Fig. 2.8 – A escavadora Koppel escavando pelo interior de um troço facilitando a sua cravação

Sempre que se verificavam dificuldades na descida dos troços da entivação, procedia-se ao seu carregamento estático, forçando a sua cravação até que as cotas de projeto fossem atingidas. Para o efeito, foram utilizados sacos de areia e, numa fase mais avançada da obra, blocos pré-fabricados de 2 toneladas, constituintes das secções superiores da estrutura dos muros cais, de suporte do aterro da plataforma portuária.

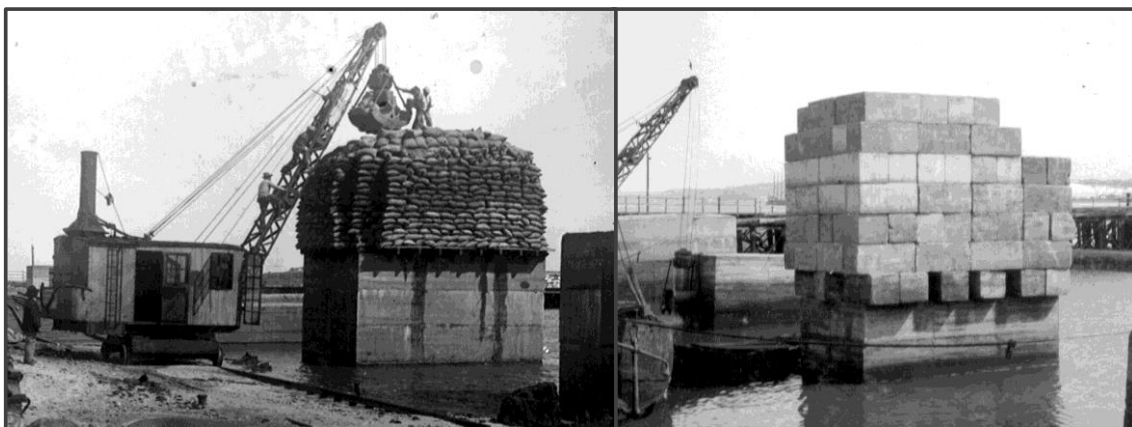


Fig. 2.9 – A grua *Koppel* carregando os poços para forçar a sua descida

Quando, por carregamento excessivo ou por incapacidade da camada aluvionar, a descida dos troços dos poços de *havage* atingiu profundidades superiores às desejadas, submergindo o seu topo abaixo da cota de preia-mar, a continuação da betonagem do troço subsequente era realizada ao abrigo de uma ensecadeira.



Fig. 2.10 – Bombagem de água do interior da ensecadeira para posterior betonagem de um troço de pegão

Depois de atingidas as profundidades de projeto, procedia-se à limpeza do fundo da escavação e à respetiva selagem do poço, através da aplicação submersa de betão. Essa operação era realizada através da aplicação de betão com recurso ao *grab* escavador ou através de uma coluna de betonagem (à semelhança dos procedimentos de betonagem submersa utilizados atualmente). A escolha que levava à adoção de cada uma destas metodologias de selagem era gerida em função da trabalhabilidade do betão (e consequente eficiência da sua aplicação por coluna) e da gestão dos meios disponíveis.

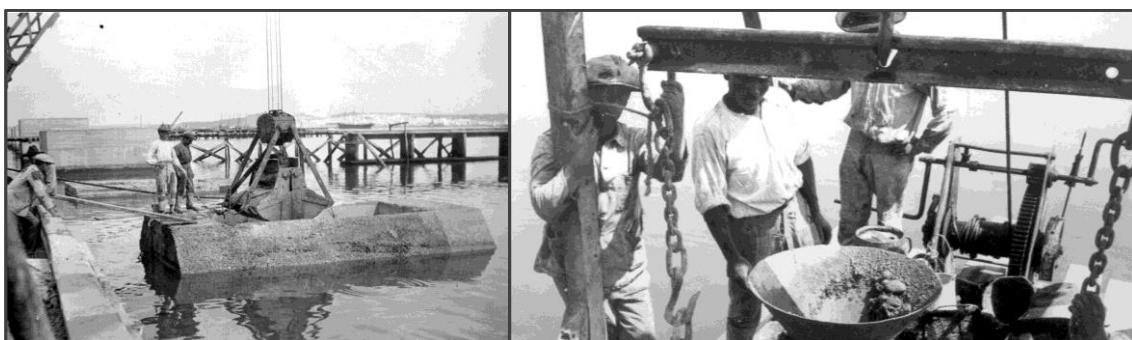


Fig. 2.11 – Selagem do fundo dos poços através de betonagem submersa com aplicação de betão por *grab* ou através de uma coluna de betonagem (tubo em ferro com 10" de diâmetro)

Após selagem do fundo dos poços, procedia-se ao seu enchimento, através de uma betonagem a seco, com recurso a baldes, usando um sistema de roldanas simples onde o peso de um balde cheio era usado para a subida de um balde vazio.

Este procedimento já havia sido utilizado nas operações de betonagem das paredes e nas operações de selagem do fundo dos poços. O betão era fabricado na central e transportado para as frentes de obra através de vagões ou estrados (*bogies*), circulando sobre os carris da linha férrea implementada.

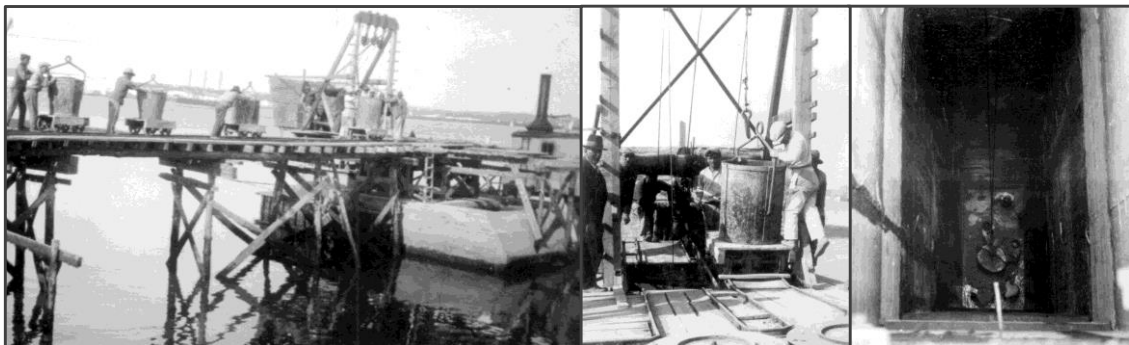


Fig. 2.12 – Transporte, usando a linha férrea, e enchimento do interior dos poços por aplicação, a balde, de betão ciclópico

Findas as operações de selagem e enchimento, os poços, agora transformados em pegões/pilares, encontravam-se prontos para receberem as abóbadas do cais.

As abóbadas, em betão simples, foram betonadas sobre um par de cimbres metálicos (ferro fundido), devidamente apoiados nos pegões do cais, após colocação de aduelas em cantaria que, dispostas sobre os cimbres, funcionavam como cofragem às operações de betonagem.

A frente do Cais foi concluída pela betonagem de nivelamento, executada por forma a que o seu coroamento fosse coincidente com a cota de fecho das abóbadas.

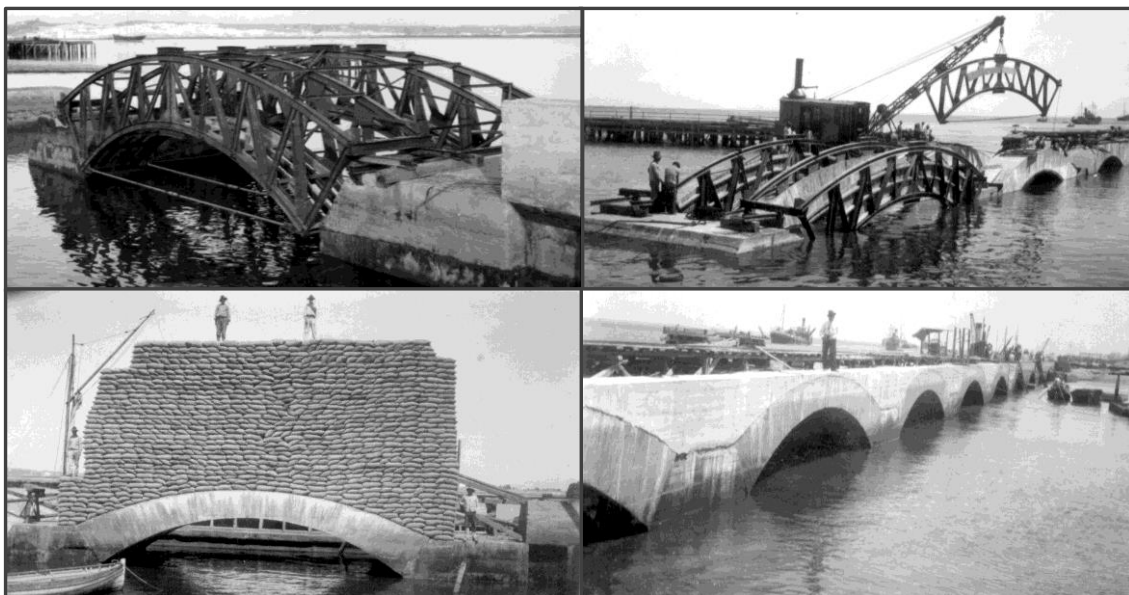


Fig. 2.13 – Várias fases da betonagem das abóbadas, de um ensaio de carga sobre uma delas e da betonagem de nivelamento da frente de cais

Concluída a execução da frente do cais, procedia-se à dragagem da zona de cais, (em torno dos pilares) e à aplicação do prisma de enrocamento. Após nivelamento do seu coroamento com recurso a mergulhadores, estas operações foram seguida pelo posicionamento de caixotões pré-

fabricados que, uma vez preenchidos com enrocamento, constituíram a secção base dos muros cais de suporte gravítico da plataforma portuária.

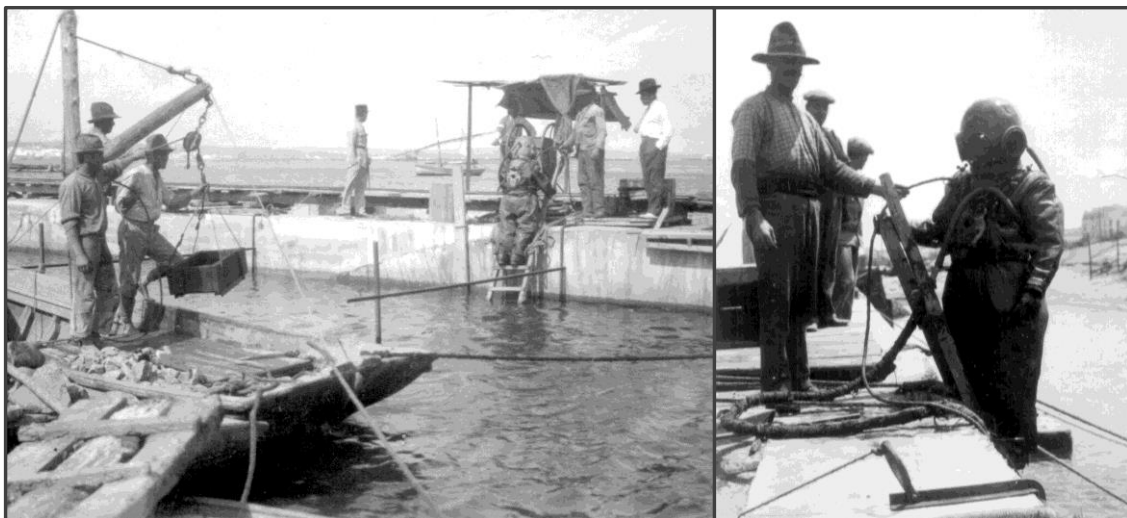


Fig. 2.14 – Colocação/lançamento de pedra para construção do prisma de enrocamento e nivelamento do seu nível superior com recurso a mergulhadores

A inexistência de meios elevatórios compatíveis com o peso dos caixotões da secção da base do muro cais, precipitou que estes tivessem sido executados num estaleiro de pré-fabricação, montado nas imediações do local intervenção.

Esse estaleiro, abrangido pela linha férrea provisória, era dotado de um sistema de pórticos de suspensão, auxiliares ao fabrico dos caixotões, que se encontrava apoiado em *bogies* posicionados sobre troços de linha férrea.

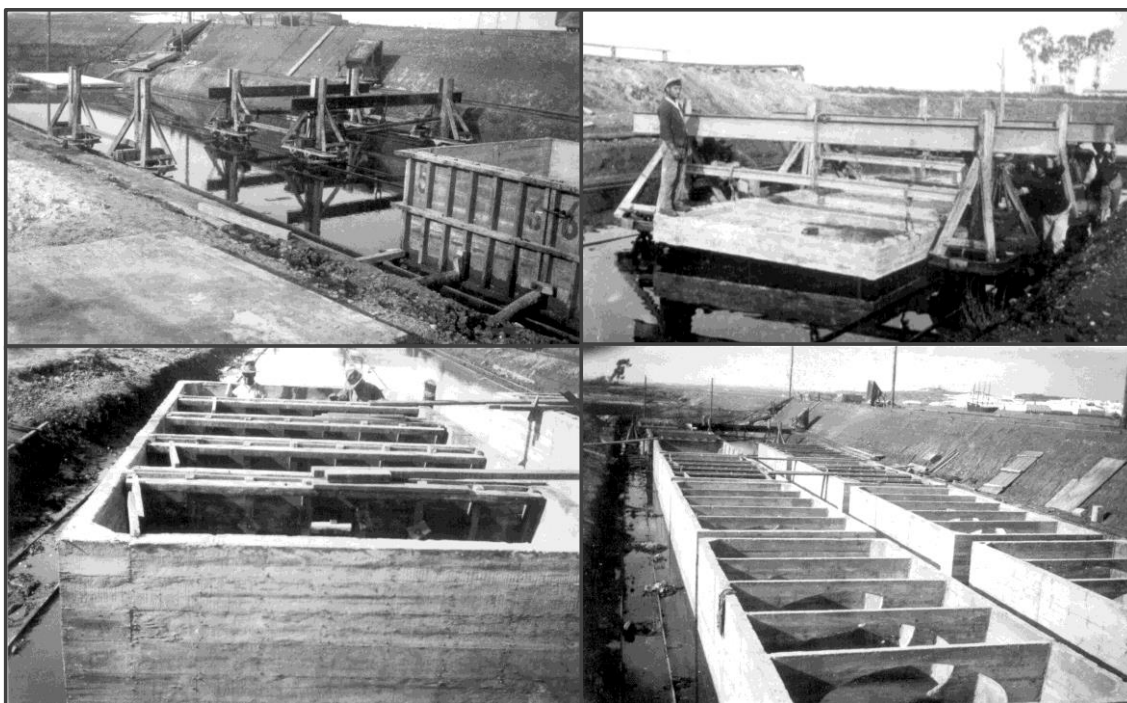


Fig. 2.15 – Imagens do estaleiro de pré-fabricação dos caixotões para os muros cais de suporte gravítico da plataforma portuária

Uma vez concluída a pré-fabricação dos caixotões, realizou-se a dragagem dos aterros de proteção permitindo que o estaleiro pudesse ser inundado. Esta operação possibilitou que estes

elementos pudessem ter sido transportados, por via marítima, em flutuação, e posicionados no local previsto pelo seu afundamento através da introdução de água.

A estas operações sucedeu-se o preenchimento do seu interior com enrocamento (substituindo a água utilizada no seu afundamento) e uma betonagem de coroamento/nivelamento, convertendo os caixotões na seção inferior dos muros cais de gravidade.



Fig. 2.16 – Transporte, posicionamento, preenchimento e betonagem dos caixotões

As seções superiores desses muros cais, dotados de uma altura total de 4,50 m, foram materializadas pelo posicionamento criterioso de blocos pré-fabricados de betão simples (pesando sensivelmente 2 toneladas), realizado através dos meios elevatórios existentes em obra, operando a partir da estrutura da frente do cais (concluída em fase anterior).



Fig. 2.17 – Disposição dos blocos e realização do aterro da plataforma portuária

A intervenção ficou concluída com a instalação dos equipamentos marítimos (escadas, defensas, cabeços de amarração, etc.), com a realização das dragagens do fundo marinho, com a execução do aterro portuário, utilizando material selecionado das dragagens e das escavações do interior dos poços de *havage*, e com a realização dos arranjos exteriores.



Fig. 2.18 – Imagem do cais de Vila Real de Santo António imediatamente após conclusão da intervenção

2.3. FUNDAÇÕES DA PONTE RODOVIÁRIA DE ALCÁCER DO SAL – 1936-1940

2.3.1. CARACTERIZAÇÃO GERAL DA INTERVENÇÃO

Esta obra, executada entre 1936 e 1940, é mais um exemplo de uma intervenção emblemática de fundações indiretas em pegões de *havage*, realizada pela empresa Teixeira Duarte.

Mandada construir pelo Ministério das Obras Públicas (à data tutelado pelo Engº Duarte Pacheco) com a finalidade de substituir a ponte de madeira existente, esta estrutura apresenta uma extensão total de aproximadamente 107,5 m (incluindo encontros) e constitui um marco histórico no percurso de num país rural rumo à modernidade, tendo estabelecido a ligação (da crescente circulação) rodoviária entre as duas margens do rio Sado.



Fig. 2.19 – Imagem da travessia existente até à construção da nova ponte

Tal como na obra do Porto de Vila Real de Santo António, esta intervenção evidencia como a implementação de processos construtivos bastante simples, associados em conjuntos de atividades minuciosamente planeadas, conseguiu superar as limitações tecnológicas de meios, bem como as dificuldades geográficas e geotécnicas existentes no local de implantação da ponte.

Salienta-se o aproveitamento das condições geográficas do local (rio Sado), usando a sua navegabilidade para superar as dificuldades de acesso e as limitações dos meios elevatórios, e a capacidade de ultrapassar a problemática associada à existência de material aluvionar, geomecanicamente incompetente para fundação da ponte, com uma possança considerável.

A empreitada englobou a construção dos 2 pilares e dos 2 encontros de betão para a fundação da superestrutura da ponte. Os pilares foram fundados sobre caixões cravados por *havage* até 14 metros de profundidade e os encontros sobre grupos de 3 poços cravados pelo mesmo processo.

2.3.2. EXECUÇÃO DOS PEGÕES DE FUNDAÇÃO

Em termos de sequência operacional, a construção dos pegões de fundação da superestrutura da ponte seguiram uma sequência semelhante à dos caixotões dos pegões do Porto de Vila Real de Santo António, apresentada no capítulo anterior.

O arranque das paredes dos caixões foi executado sobre um pequeno aterro que, construído numa das margens do rio Sado, serviu como plataforma de trabalho do estaleiro de pré-fabricação dos caixões.

Por forma a permitir o seu transporte, em navegação, para o seu local de implantação, os caixões foram executados sobre fundos provisórios que eram posteriormente removidos para as operações de afundamento até ao nível do leito do rio.

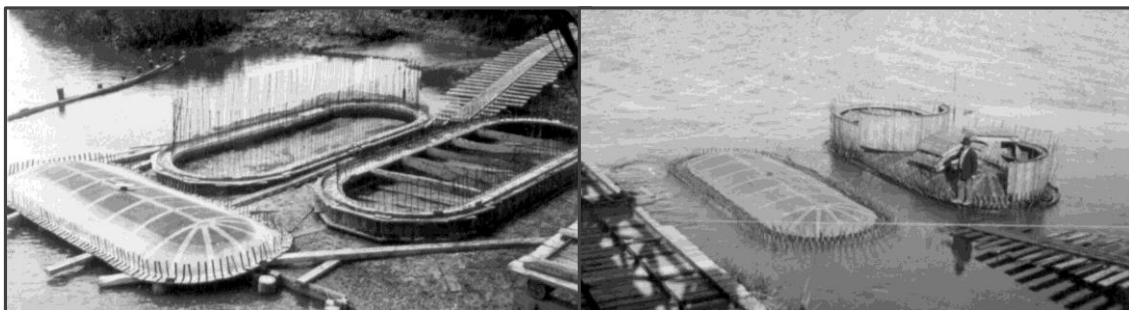


Fig. 2.20 – Montagem da cofragem e disposição das armaduras sobre os fundos provisórios usados para conferir a navegabilidade dos caixões

A altura de betonagem dos troços de caixão, executada neste cais/estaleiro de pré-fabricação, foi definida por forma a que fossem satisfeitas duas condições:

- Ter uma altura de caixão superior à diferença entre a cota do leito e altura de água do rio Sado;
- Essa altura não estar associada a um peso que implicasse um calado de navegação muito grande, evitando operações de dragagem, e, por outro lado, ter uma altura suficiente para impor um calado que lhe conferisse estabilidade em flutuação.

A gestão desse binómio traduziu-se na execução, em pré-fabricação, de caixões com cerca de 5 m de altura.

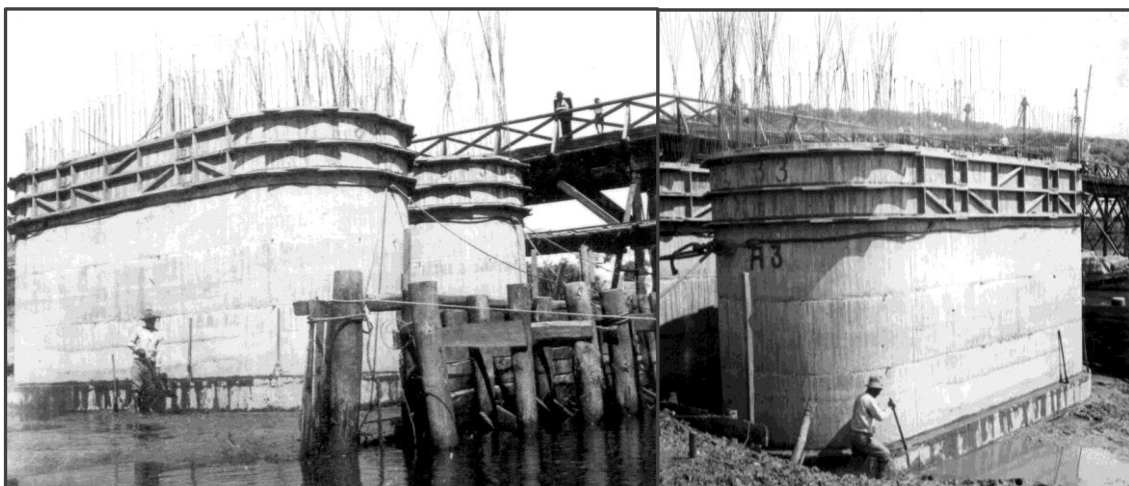


Fig. 2.21 – Conclusão da betonagem de pré-fabricação e início da escavação da península de aterro

Concluídas as operações de pré-fabricação, procedeu-se à escavação do aterro da plataforma, dragando um canal com uma profundidade compatível com a altura de equilíbrio hidrostático das peças (cerca de 3,50 m), permitindo a obtenção de uma cota de leito compatível com o seu calado de navegação.

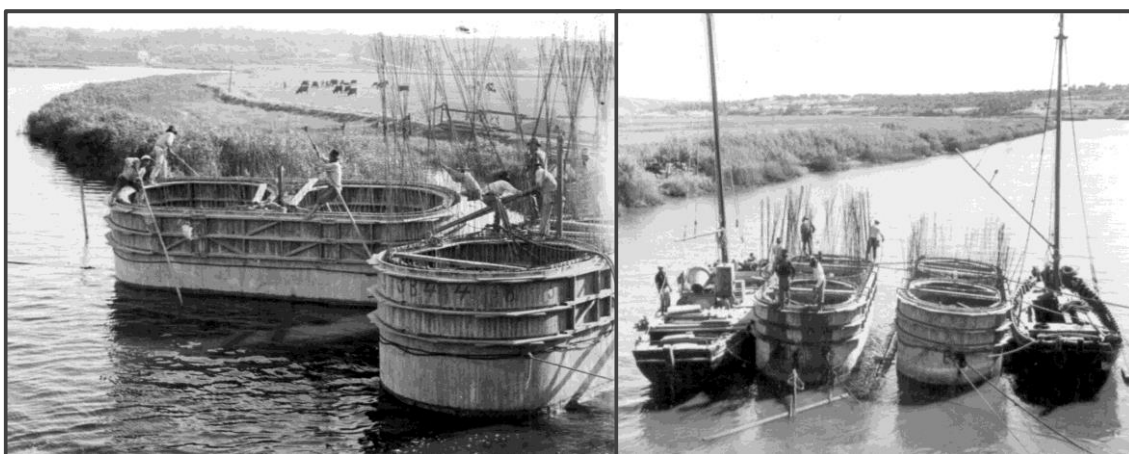


Fig. 2.22 – Transporte, em navegação, dos caixões pré-fabricados

Depois de devidamente posicionadas no seu local de implantação, procedeu-se à bombagem de água para o interior dos caixões, para que estes assentassem sobre o leito do rio.

Estabelecido o equilíbrio hidrostático, os fundos provisórios (de navegação) eram removidos e iniciavam-se as operações de cravação.



Fig. 2.23 – Afundamento e início da cravação dos caixões

O atravessamento dos cerca de 12 m de material aluvionar foi realizado pela remoção do solo pelo interior dos caixões. Numa fase inicial, esta remoção de material aluvionar foi conseguida por bombagem (pelo interior) e, numa fase mais avançada da cravação, quando a bombagem deixou de ser eficiente, com recurso a ferramentas escavadoras (*grabs*), suspensas em equipamentos a operar a partir de embarcações.



Fig. 2.24 – Remoção do material aluvionar por bombagem e imagem das ferramentas de escavação utilizadas na fase final da cravação

Atingidas as profundidades previstas (cerca de 14 m), iniciava-se o processo de betonagem do interior dos cofres.

Na impossibilidade de bombagem do betão, a frente de obra concebeu e montou uma linha férrea provisória, que foi utilizada para alimentação das colunas de betonagem utilizadas no enchimento dos cofres, transformando-os nos pilares de fundação da superestrutura da ponte.

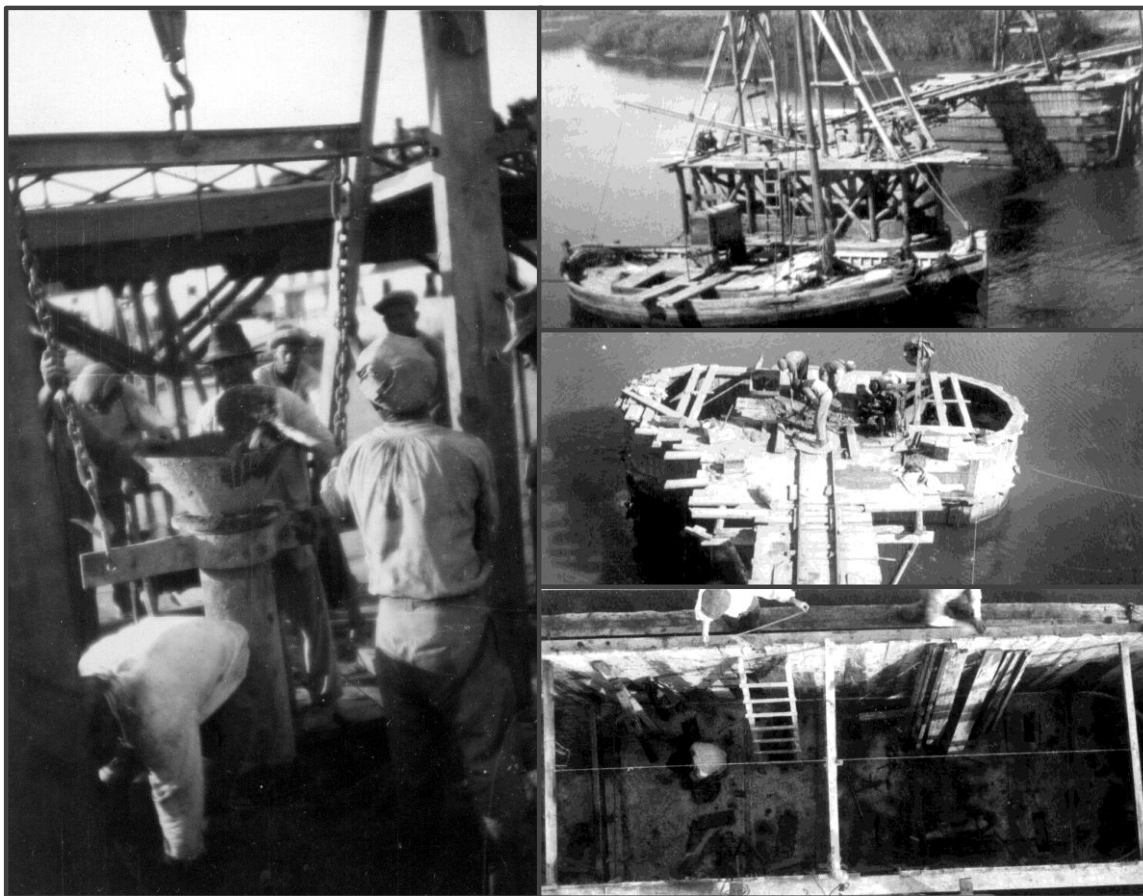


Fig. 2.25 – Imagens da coluna de betonagem, da linha férrea de acesso e fornecimento de betão (através de vagões), e do enchimento do interior dos cofres

Após conclusão dos trabalhos de enchimento, e da construção dos encontros, nas margens, a empreitada ficou concluída com a colocação das cantarias de acabamento e a instalação dos aparelhos de apoio (selados ao topo do fuste dos pilares), iniciando-se as operações de montagem da superestrutura metálica da ponte.



Fig. 2.26.a



Fig. 2.26.b

Fig. 2.26 – Fotografias da obra após conclusão da infraestrutura (Fig. 2.26.a) e após montagem do tabuleiro da ponte (Fig. 2.26.b)

3

ESTACAS CRAVADAS

3.1. DESCRIÇÃO GERAL DA METODOLOGIA

A execução de fundações em meios fluviais e marítimos implica, na grande maioria das situações, que estas sejam dotadas de uma componente de cravação, materializada pela introdução no solo dos elementos protetores da escavação (cravação de poços de *havage*, de tubos de encamisamento no solo, etc.).

Apesar de indispensáveis para o atravessamento da profundidade de água e para garantir a estabilidade da escavação nos solos mais superficiais (geomecânicamente incompetentes), à exceção de solicitações em fase construtiva (provisórias), os tubos de encamisamento não são normalmente considerados no cálculo da resistência última das estacas.

Neste contexto, e de acordo com as denominações mais usuais da bibliografia especializada, a designação de estacas cravadas é utilizada para soluções de fundação onde a capacidade resistente é garantida pelo elemento cravado no terreno.

Principalmente adequada ao atravessamento de solos brandos até ao substrato rochoso, para mobilização da resistência de ponta, a cravação é uma técnica construtiva que consiste na introdução de elementos resistentes no terreno. Na grande maioria das soluções, os elementos são constituídos por estacas em aço ou betão armado (muitas vezes pré-esforçado), mas também poderão ser executados noutros materiais como madeira, polímeros ou recorrendo a secções mistas (normalmente aço/betão, madeira/betão, madeira/aço).



Fig. 3.1 – Imagens dos principais materiais que constituem as fundações em estacas cravadas

As metodologias utilizadas na introdução das estacas no terreno são bastante variadas e deverão ser escolhidas de acordo com a sua adequação às propriedades físicas dos elementos (materiais constituintes, geometria, seção e comprimento) e às características geomecânicas dos solos a atravessar.

As técnicas mais usuais na execução deste tipo de fundações são a cravação por percussão, por vibração, por prensagem ou por rotação.

A cravação por percussão é a metodologia mais utilizada e que apresenta um maior número de equipamentos/tecnologias disponíveis dos quais se destacam:

- Os bate estacas com pilão de queda livre;
- Os martelos pneumáticos (elétricos ou a ar comprimido);
- Os martelos hidráulicos;
- Os martelos a *diesel*.



Fig. 3.2 – Cravação por pilão de queda livre: Fig. 3.2.a - Estacas de madeira para fundação dos encontros da ponte rodoviária de Alcácer do Sal - Teixeira Duarte 938; (Fig. 3.2.b, Fig. 3.2.c e Fig. 3.2.d) - Estacas pré-moldadas de betão armado para fundação dos edifícios da Base Naval do Montijo - Teixeira Duarte 1941

Na cravação por vibração, a introdução das estacas no solo é assegurada pela ação de martelos vibradores (*vibrofonceurs*). Particularmente adequada à cravação em areias (especialmente se forem monogranulares), a eficiência na cravação é igualmente dependente da adequação das características dos equipamentos ao tipo de estaca e às particularidades dos solos a atravessar, destacando-se a importância da adaptação da capacidade e da frequência de vibração do equipamento a essas especificidades.



Fig. 3.3 – Vibrofonceur cravando um tubo de encamisamento para atravessamento das areias do leito da albufeira da barragem de Crestuma-Lever (Ponte sobre o rio Douro da A41 – Teixeira Duarte-2010)

Uma outra possibilidade é a designada por cravação por prensagem, onde os elementos são introduzidos por forças pseudoestáticas, habitualmente impostas por macacos hidráulicos atuando a partir de um sistema de reação.

Embora pouco frequente em Portugal, outro método utilizado é o da cravação por rotação mecânica, onde as estacas (normalmente metálicas ou de betão armado, dotadas de abas metálicas helicoidais) são introduzidas no terreno por rotação, com um princípio de atuação semelhante ao de um parafuso autoperfurante.

Apesar de poder constituir uma generalização incorreta, uma vez que não atende à metodologia e ao tipo de solo, é comum considerar-se que, em muitas situações, a utilização de estacas cravadas admite elementos sujeitos a cargas superiores e assentamentos inferiores em relação a elementos com a mesma secção, mas executados com técnicas que obriguem à extração de solos.

Este método apresenta a vantagem suplementar de constituir um ensaio real, cujos dados são extrapoláveis para determinação da resistência nominal das estacas. Esta poderá ser obtida através de correlações a partir do registo da energia utilizada na cravação ou, caso se verifique, pelo valor da energia máxima associada à obtenção de nega.

Como vantagem adicional, poder-se-ão referir os benefícios associados à possibilidade de controlo e inspeção da estaca, após sua pré-fabricação e antes da cravação, oferecendo maiores garantias quanto à integridade do elemento e maior controlo dos materiais constituintes. Outra vantagem consiste na possibilidade de poder dispensar a necessidade de utilização de elementos de entivação (encamisamento) no comprimento do atravessamento da espessura de água.

Contudo, este processo construtivo apresenta algumas desvantagens como sejam a grande emissão de ruído e vibração, a possibilidade de perturbação e deformações no terreno (e estruturas vizinhas), a inadequabilidade ao atravessamento de blocos ou camadas rígidas (podendo, inclusivamente, ser danificadas por ação de energia de cravação excessiva) e a impossibilidade de implementação em condições de limitação de pé direito. No entanto, o maior custo construtivo, que normalmente lhe está normalmente associado, constitui o principal obstáculo à utilização disseminada desta tecnologia no nosso País.

No entanto, na ausência de impedimentos físicos e quando as características geomecânicas são favoráveis (inexistência de solos granulares grossos/compactos, elementos ou blocos rígidos e intercalações de estratos rijos), esta metodologia está associada a uma grande rapidez de execução, apresentando ainda a vantagem associada à possibilidade de compactação do solo e a garantia de uma boa ligação do interface ponta/terreno.

Nestas condições, a grande rapidez de execução poderá revelar-se uma mais-valia técnica que compense os maiores encargos económicos, que geralmente lhe estão associados.

Um exemplo de uma intervenção onde a velocidade de execução e a adequabilidade da tecnologia se revelou determinante na sua escolha, foi a cravação dos 78000 metros lineares de estacas pré-fabricadas de betão armado, para fundação e ancoragem das lajes de fundo das docas 21 e 22 dos estaleiros navais de Setúbal.

As particularidades geotécnicas do local, a inexistência de estruturas vizinhas e as características da estrutura a fundar/ancorar, onde a espessura da laje de fundo poderia ser diminuída pelo aperto da malha de estacas, estiveram na origem do dimensionamento de uma solução com estacas curtas, pouco espaçadas, (diminuindo o vão e a respetiva área de influência de cada elemento) com grandes rendimentos na cravação.

Com esta opção, que diminuía as tensões atuantes nas estacas de fundação, foi possível dimensionar uma solução em estacas curtas, com 12 m de comprimento e $\Phi 520$ mm, que foram executadas a seco, através do rebaixamento do nível freático. Este rebaixamento foi conseguido através da implementação de malhas paralelas de agulhas filtrantes (*well points*) e através da cravação de uma cortina perimetral em estacas prancha.

Além das vantagens descritas, esta solução apresentou como principal benefício a grande rapidez de execução. Os elevados custos energéticos, relacionados com as operações de bombagem necessárias para manutenção do local de intervenção a seco, favoreceram, de forma economicamente decisiva, esta metodologia construtiva, onde as 6500 estacas de fundação e ancoragem das lajes de fundo foram executadas com recurso a três bate estacas, equipados com martelos a *diesel* (*Delmag*).

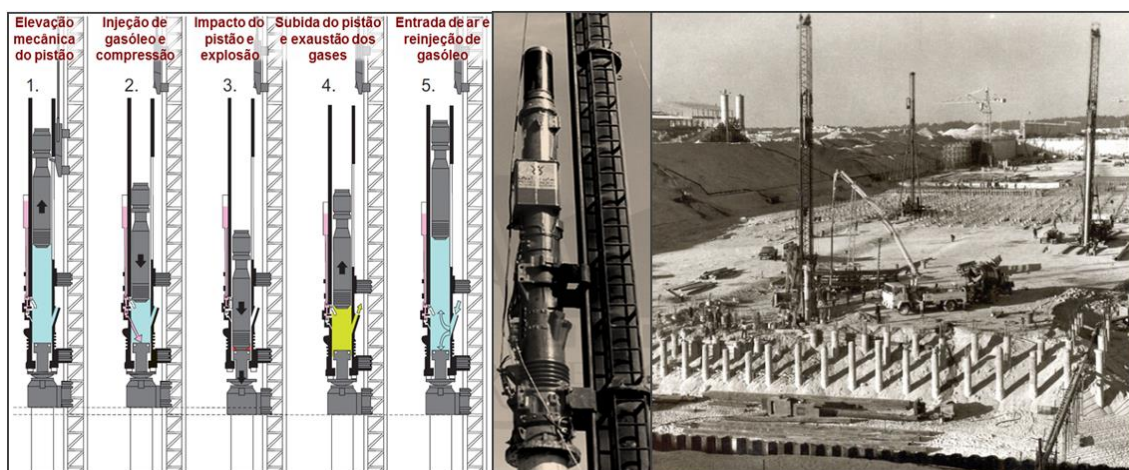


Fig. 3.4 – Esquemas ilustrativos do funcionamento de martelos a *diesel* e imagens das operações de cravação das estacas dos estaleiros navais de Setúbal, executadas pela Teixeira Duarte em 1973

3.2. ESTACAS CRAVADAS PARA A PONTE PROVISÓRIA DE CIRCULAÇÃO RODOVIÁRIA DE ALCÁCER DO SAL

3.2.1. ENQUADRAMENTO

Apesar do bom comportamento estrutural da, entretanto, “velha” ponte rodoviária de Alcácer do Sal, cuja construção foi apresentada no capítulo 2.3, que permite que esta se mantenha em funcionamento nos dias de hoje, a evolução das exigências rodoviárias tornaram-na inadequada para o funcionamento sob ação de tráfego sem restrições.

Com efeito, o acréscimo do volume de tráfego, o aumento das dimensões físicas dos veículos circulantes e o incremento das solicitações atuantes (estabelecidas pela atualização das exigências regulamentares), determinaram a necessidade de criação de uma travessia alternativa, sem as restrições à franca circulação rodoviária que eram impostas pela reduzida largura transversal do tabuleiro.

Perante este cenário, a Junta Autónoma de Estradas definiu a realização de uma nova travessia, inserida numa rede viária nacional, que simultaneamente desviasse o tráfego rodoviário do interior de Alcácer do Sal e que cumprisse todos os requisitos regulamentares em vigor.

No entanto, a elevada duração prevista para o final da construção do novo troço viário (que atualmente se encontra inserido no IC1), impôs a necessidade de, em regime provisório, garantir um atravessamento rodoviário do Sado que assegurasse a simultaneidade de circulação em ambos os sentidos de tráfego (o que não era possível com a ponte existente).

Neste contexto, em 1982, a Junta Autónoma de Estradas lançou a concurso a conceção/execução de uma nova travessia, que transitoriamente assegurasse a possibilidade de circulação rodoviária simultânea em ambos sentidos.

Para o efeito, a Teixeira Duarte concebeu uma ponte provisória, idealizada tendo em conta o carácter transitório da intervenção, dotada de uma largura útil compatível com as exigências geométricas de uma faixa de rodagem, que permitiu a duplicação da circulação de tráfego (mantendo a “velha” ponte para a circulação no sentido inverso).

3.2.2. CONCEÇÃO ESTRUTURAL

Tendo em conta o carácter provisório da intervenção, foi concebida uma estrutura modelar onde o prazo, a facilidade construtiva e o custo da execução fossem privilegiados em relação a aspetos estéticos ou de durabilidade. Para o efeito, dimensionou-se uma estrutura com um tabuleiro composto por 6 tramos de grelhas metálicas, constituídas por conjuntos de duas longarinas longitudinais e vigas transversais, que estabeleceram o suporte de conjuntos de lajes pré fabricadas de betão armado de sustentação do pavimento e das sobrecargas rodoviárias.

As infraestruturas de suporte do tabuleiro, dotados de vãos livres da ordem dos 20 m de comprimento, foram formadas por 5 pórticos tridimensionais constituídos por conjuntos de 4 estacas, encimadas por um sistema metálico de contraventamento.

Cada estaca foi constituída por conjuntos de pares de estacas prancha, de 12 m de comprimento, dotados de soldadura de ligação, entre cada elemento e entre os pares de estacas prancha, formando elementos metálicos para cravação com um comprimento total de 24 m (18 m correspondentes ao atravessamento do leito aluvionar do rio Sado).

Por forma a serem dotadas de uma capacidade resistente compatível com as ações verticais (evitando fenómenos de encurvadura) e com as ações horizontais de frenagem (o carácter provisório da obra levou à não consideração da ação sísmica), as estacas foram reforçadas por um enchimento de betão armado, disposto ao longo do seu comprimento elástico de encastramento, numa extensão correspondente ao 12 m mais superficiais.

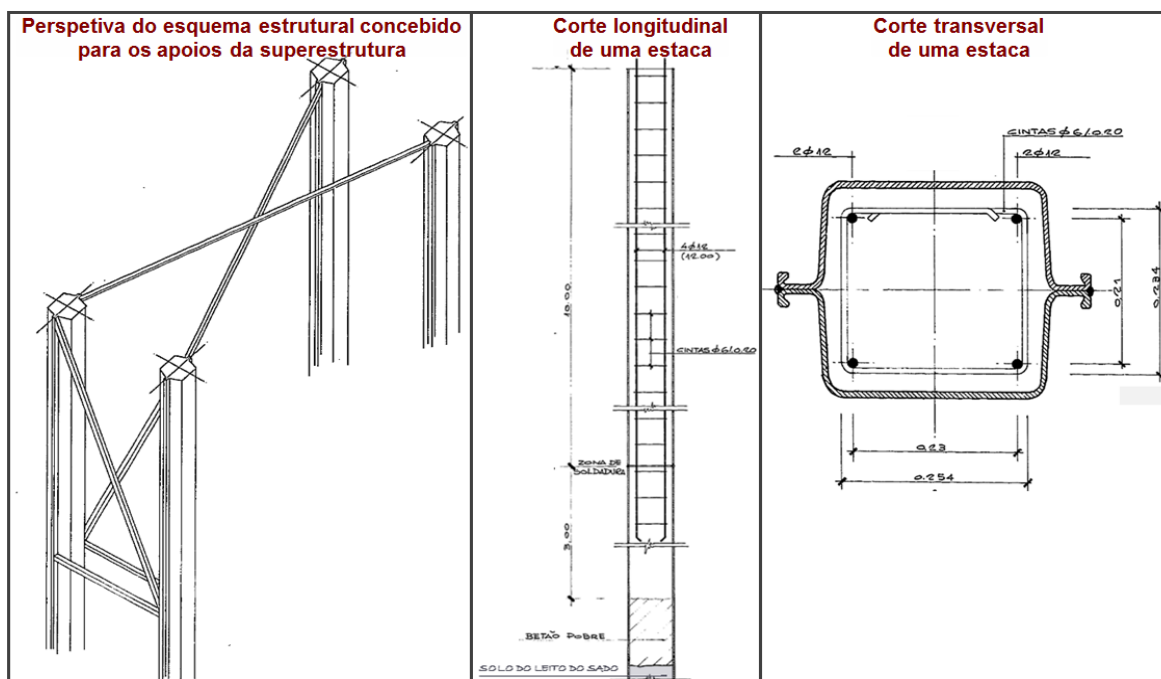


Fig. 3.5 – Esquemas de projeto ilustrativos da solução concebida para as fundações da ponte provisória

Depois de estabelecida a união dos pares de estaca prancha, por soldadura, estes elementos, constituindo uma estaca metálica, eram cravadas no solo por intermédio de um bate estacas dotado de um pilão de queda livre, içado por motor a *diesel*, operando a partir de meios flutuantes.

As características aluvionares dos terrenos de fundação revelaram-se favoráveis à utilização de uma cravação por impacto, uma vez que, em terrenos destas características, esta técnica apresentava melhores rendimentos que os obtidos uma cravação através de *vibro-fonçage*.

Usando esta metodologia, foi possível executar as 20 estacas de fundação de uma forma expedita, atingindo as profundidades de projeto, que estabeleciam a sua cravação até profundidades de cerca de 18 m abaixo da cota do leito do rio.



Fig. 3.6 – Imagens da cravação das estacas metálicas da ponte provisória

Depois das operações de cravação, procedeu-se à montagem dos sistemas de contraventamento, estabelecendo o travamento, à cabeça, de cada conjunto de quatro estacas, por forma a formar os cinco pórticos tridimensionais, de sustentação dos seis tramos do tabuleiro.



Fig. 3.7 – Imagens da montagem dos travamentos à cabeça das estacas metálicas

A conclusão das infraestruturas da ponte foi realizada com montagem de travessas metálicas, soldadas no topo das estacas, formando uma grelha (mesa) de suporte, onde foram instalados os aparelhos de apoio, que transmitiam os esforços advenientes das longarinas do tabuleiro aos pórticos de fundação.

Finalizada a execução das infraestruturas, incluindo os seus encontros, a construção do tabuleiro foi realizada por montagem sequencial dos elementos estruturais, a partir das margens do rio.



Fig. 3.8 – Soldadura das travessas, posicionamento das longarinas e montagem das vigas secundárias

Em termos de faseamento construtivo, o tabuleiro foi executado por troços, correspondentes a cada um dos seus seis tramos. A montagem de cada tramo era iniciada pelo posicionamento das longarinas metálicas de suporte primário sobre os aparelhos de apoio das travessas de encabeçamento dos pórticos tridimensionais. A esta operação sucedia-se a montagem das vigas secundárias e a colocação das pré-lajes de betão armado.

A construção do tabuleiro prosseguia com a montagem do tramo adjacente, utilizando o tramo montado anteriormente como elemento de suporte para os meios elevatórios de posicionamento das longarinas. A instalação dos revestimentos e dos equipamentos rodoviários era precedida de uma betonagem complementar (lâmina de compressão) que estabelecia a ligação entre os vários troços de laje pré fabricada



Fig. 3.9 – Posicionamento das pré-lajes e utilização destes elementos como pavimento de suporte dos meios elevatórios de montagem dos tramos adjacentes

Tirando partido do carácter provisório da obra, a execução das fundações e superestrutura da ponte foi realizada através de soluções expeditas, utilizando uma lógica de montagem sequencial que permitiu, num curto espaço de tempo, implementar uma solução economicamente muito vantajosa e capaz de solucionar o problema rodoviário no imediato.



Fig. 3.10 – Imagem da ponte após a sua conclusão ilustrando a sua utilização como faixa complementar de circulação de tráfego (neste caso no sentido Sul/Norte)

Como nota final deste capítulo, salienta-se que, embora tenha sido projetada como obra provisória, com um pressuposto que estabelecia um período máximo de funcionamento de dois anos, esta ponte apenas foi desmantelada no final de 2008, cerca de vinte anos após a sua conclusão.

Este aspeto merece ser destacado uma vez que, dado o carácter provisório com que foi concebida, a ponte não havia sido dimensionada para os fenómenos decorrentes da ação sísmica regulamentar e os elementos de fundação não haviam sido protegidos em conformidade com os efeitos dos fenómenos de corrosão sobre os elementos em aço, num período de 20 anos.

Apesar do sucesso da intervenção, que cumpriu todos os objetivos inerentes à construção, o facto de a sua utilização ter ultrapassado largamente o carácter provisório com que havia sido concebida, subverteu os pressupostos que estiveram na base do seu dimensionamento.

4

ATERROS PROVISÓRIOS E ENSECADEIRAS FORMANDO ILHAS COMO MEIOS PARA EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES INDIRETAS

4.1. ENQUADRAMENTO E PARTICULARIDADES

Quando as características hidráulicas, os aspetos ambientais, a capacidade geomecânica dos leitos, a características físicas do local (geográficas/topográficas), os prazos de execução e as especificidades técnicas das intervenções forem favoráveis, a realização de aterros, a partir de uma das margens, ou a construção de ilhas, poderão constituir opções válidas na execução de plataformas de trabalho para execução das infraestruturas de uma obra.

No entanto, uma obra de desvio ou de obstrução de um curso de água está sempre associada a um determinado risco, muitas vezes bastante elevado, e a sua consideração como hipótese construtiva deverá ser sempre precedida de uma análise bastante pormenorizada. Nesta análise, a caracterização dos aspetos hidráulicos assume particular importância constituindo, na grande maioria dos casos, a principal condicionante na avaliação técnico-económica comparativa da solução a adotar.



Fig. 4.1 – Destruição de um aterro após cheia (linha de Setil – cheia de 1979)

Deste modo, o conhecimento dos parâmetros hidráulicos, que permitam a correta caracterização das condições de escoamento do curso de água em análise, é de importância extrema. Salientam-se, neste particular, os aspetos relacionados com:

- Estabilidade do leito e margens;
- Caudais de cheias, influência das marés e correspondentes níveis de água;
- Velocidades de escoamento;
- Características físicas dos cursos de água, especialmente em períodos de cheia (maior ou menor meandrização)
- Existência de obras nas imediações da intervenção;
- Evolução das erosões (localizadas ou generalizadas) e da deposição de sedimentos;

- Condicionamentos impostos pela navegação;
- Sobrelevações da superfície livre;
- Ações hidrodinâmicas sobre as estruturas provisórias e seus efeitos nos leitos e fundos marinhos (averiguando a possibilidade de ocorrência de infraescavações por obstrução).

O conhecimento e a parametrização dos fenómenos deverá ser realizado numa perspetiva de quantificação de efeitos. Essa avaliação não se deverá cingir às penínsulas ou ilhas de aterro, propriamente ditas, mas também à análise dos fenómenos atuantes sobre o leito, margens e obras adjacentes, sendo determinante na validação das soluções e na definição das medidas de proteção que se considerem necessárias.

Neste contexto, um aspeto que assume particular relevância é a definição do período de retorno, que parametrizará os dados que servirão como base aos estudos de avaliação. A sua escolha deverá ser adequada ao tempo da intervenção, ao período em que esta vai ocorrer (estiagem ou período de cheias, etc.) e à avaliação da magnitude dos eventuais danos que uma falha por subparametrização dos dados possa vir a provocar.

Apesar das particularidades e dos riscos apontados, quando bem aplicadas e corretamente executadas, estas soluções constituem opções válidas que poderão ser bastante vantajosas uma vez que constituem meios francos de acesso (no caso das penínsulas, a partir das margens) e plataformas de trabalho (no caso das penínsulas e das ilhas) que facilitam consideravelmente as condições de execução das infraestruturas.

4.2. FUNDAÇÕES DOS PILARES CENTRAIS DA PONTE DE VILA NOVA DE MILFONTES

4.2.1. ASPETOS GERAIS DA OBRA

Localizada na estrada nacional EN393, na foz do rio Mira, junto a Vila Nova de Milfontes, esta ponte foi construída entre 1976 e 1978, a partir de um projeto de autoria do Engenheiro Lobo Fialho.

Em termos gerais, a ponte apresenta três tramos centrais de cerca de 70 m de extensão, dois tramos transitórios com aproximadamente 61,6 m de comprimento e tramos de extremidade com sensivelmente 20 m de vão, num total de 373,2 m de extensão.

Aproveitando a geometria em “V” dos seus pilares centrais, o tabuleiro apresenta uma estrutura principal executada em aduelas, construídas em avanços incrementais a partir de cada lâmina do pilar.

Nas suas extremidades em consola, estes tramos sustentam um outro troço, central, executado em vigas pré-fabricadas com configuração em “barriga de peixe”, favorável ao funcionamento de tramo simplesmente apoiado, constituindo uma estrutura comumente designada como tabuleiro em vigas *Gerber*.



Fig. 4.2 – Imagens ilustrando a construção e a geometria dos pilares e superestrutura da Ponte de VNM

4.2.2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO

O projeto da estrutura da ponte foi feito com base na interpretação de uma campanha de sondagens, que forneceu dados acerca das características geomecânicas das formações intersetadas e que esteve na origem da definição da solução para as suas fundações.

Com base nas sondagens realizadas, foi traçado um perfil geológico interpretativo, que ilustrou a necessidade de execução de fundações indiretas em três dos quatro pilares principais da ponte, localizados no leito de cheia do rio Mira.

Perante estes dados, o projeto de estrutura previu que os pilares apoiassem sobre maciços de 22 estacas de 1,10 m de diâmetro, com penetrações de cerca de 3,5 m no maciço carbónico, materializado por xistos argilosos acinzentados, decompostos no seu topo. De acordo com o perfil interpretativo, as estacas deveriam atingir comprimentos da ordem dos 45 m.

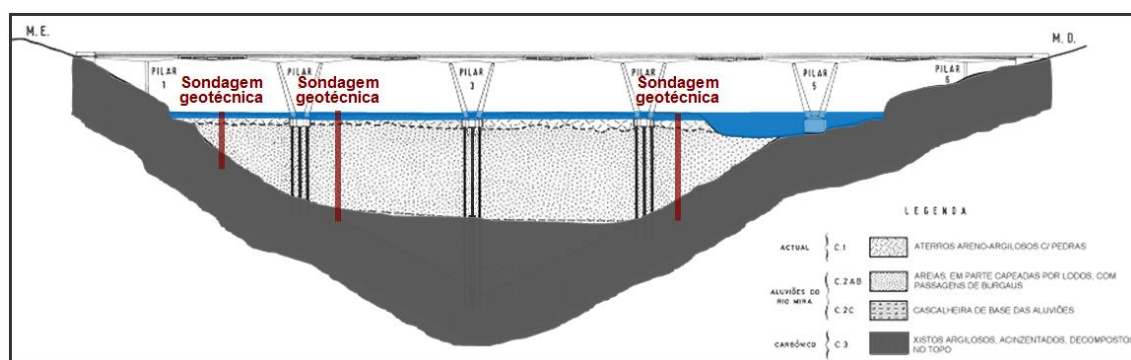


Fig. 4.3 – Corte longitudinal ilustrando a implantação da ponte sobre o perfil geológico interpretativo

Apesar dos ensaios geotécnicos (SPT e laboratório) terem revelado que as formações mais superficiais, atuais ou recentes, constituídas por aterros e aluviões de Mira, materializados por areias lodosas com cascalheira na sua base, não tinham capacidade compatível com a execução de fundações diretas, estes permitiram concluir que as suas características geomecânicas eram compatíveis com a realização de um aterro com cerca de 4 metros de altura que, satisfazendo as exigências geométricas para construção das infraestruturas, era compatível com as cotas altimétricas de uma cheia com um período de retorno de 10 anos.

Este facto, associado às características hidráulicas da foz do rio Mira, onde o grande espraio do curso de água permitia que os caudais de cheia não estivessem associados a grandes velocidades de escoamento, esteve na origem da decisão de execução de uma península de aterro, construída a partir da margem esquerda, que funcionou como plataforma de trabalhos para execução da ponte e sobre a qual foram realizadas as suas fundações.

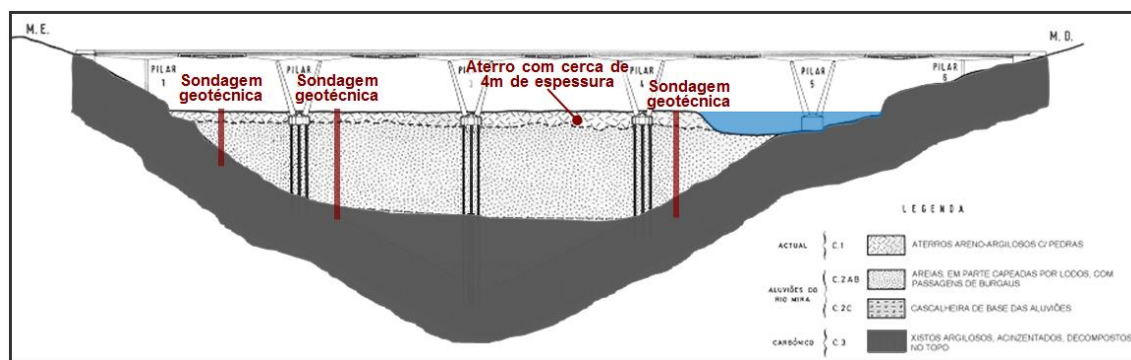


Fig. 4.4 – Corte longitudinal incluindo a estrutura da ponte e a península de aterro implantadas sobre o perfil geológico interpretativo

4.2.3. EXECUÇÃO DAS FUNDAÇÕES DA PONTE

De acordo com as informações geotécnicas e tendo em conta o projeto de execução, estava prevista a realização de estacas de fundação nos três pilares (P2, P3 e P4) onde a profundidade da formação xisténica não permitia a realização de fundações diretas.

A execução das 22 estacas, $\Phi 1100$ mm, de fundação de cada pilar da ponte, começou a ser realizada com equipamento de furação, dotado de vara *kelly*, a operar sobre a plataforma de aterro. A estabilização dos furos foi assegurada pelo uso de um tubo recuperável, superficial, e de lamas bentoníticas. De acordo com as indicações de projeto, as estacas deveriam atingir profundidades compatíveis com penetrações de cerca de 3,50 m no maciço rochoso.

No entanto, durante a realização das estacas de fundação para o pilar P3, verificou-se que aos 50 m de profundidade, limite do comprimento de furação do equipamento existente à data, ainda não se tinha intersectado a formação xisténica, cujo atravessamento seria necessário para a obtenção das resistências exigidas em projeto.

Deste modo, procedeu-se à realização de uma campanha complementar de sondagens, que revelou que a interpretação geológica preliminar não correspondia à realidade. Com efeito, estes novos dados revelaram que a implantação do pilar P3 coincidia com a localização do talvegue do rio Mira e que, nesse alinhamento, as formações recentes atingiam profundidades de aproximadamente 69 m.

Perante este cenário, que evidencia claramente a enorme importância da realização de um reconhecimento geotécnico extenso e rigoroso, a Teixeira Duarte propôs a realização de uma solução variante que permitisse a execução de fundações conciliáveis com a obtenção de profundidades compatíveis com a interseção do substrato rochoso.

Esta alteração revelou-se fundamental para garantir que as fundações do pilar P3 tivessem uma capacidade resistente adequada às solicitações da superestrutura e, simultaneamente, para diminuir a esbelteza dos elementos de fundação que, para essas profundidades, ultrapassaria os valores recomendados.

Deste modo, procedeu-se à implementação de uma solução variante, materializada por 10 barretas com $2,70 \times 1,80$ m, que foi executadas através de uma *benne* de cabos, suspensa sobre uma grua a operar sobre a plataforma de aterro. Com esta reformulação e com a utilização deste equipamento, não se verificavam restrições (teóricas) para atingir as profundidades necessárias.

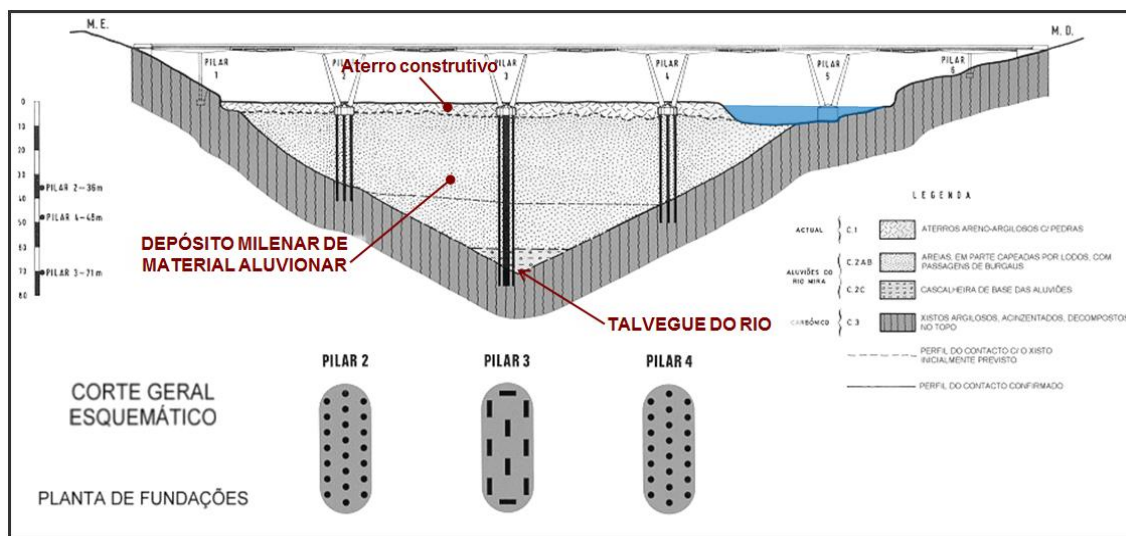


Fig. 4.5 – Corte longitudinal já com a correção do perfil geológico interpretativo e a reformulação da solução para as fundações indiretas do pilar P3

A execução das barretas de fundação, dotadas de uma secção idêntica à geometria do equipamento de escavação utilizado (*benne* de cabos, com 2,70 x 1,80 m de secção, suspensa por grua), foi realizada com guiamento de verticalidade assegurado por muretes provisórios, executados na plataforma de aterro, e com escavação até à formação xisténica estabilizada através de lamas bentoníticas.

Com esta metodologia construtiva foi possível executar barretas que atingiram profundidades de 71 m, valor que estabeleceu um recorde nacional que permanece até aos dias de hoje.

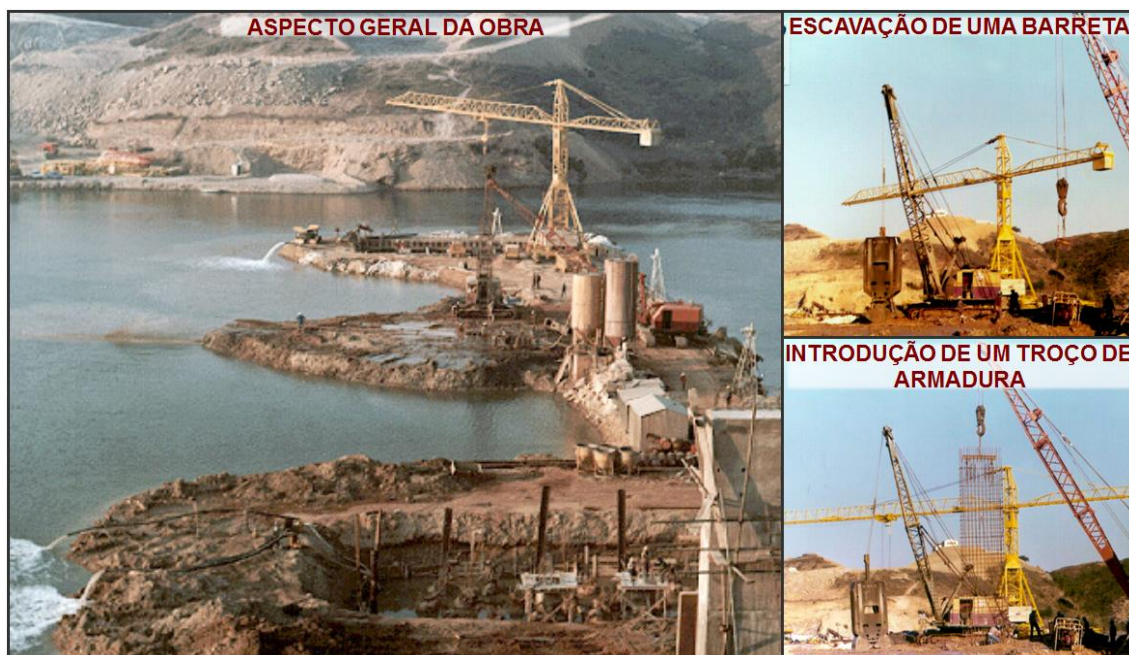


Fig. 4.6 – Aspeto geral da obra e pormenores de algumas das fases de execução das barretas do pilar P3

Após saneamento do topo das estacas (ou barretas) e da colocação das armaduras, a construção dos maciços de encabeçamento era realizada fazendo uma escavação localizada na plataforma de aterro, que era mantida a seco por rebaixamento local do nível freático, através de poços de bombagem.



Fig. 4.7 – Construção dos maciços de encabeçamento da Ponte de VNM

A construção das infraestruturas prosseguiu com a execução das lâminas de betão armado que constituem os pilares, usando o aterro como plataforma de trabalho e meio privilegiado de acesso.



Fig. 4.8 – Construção dos pilares e início da escavação para remoção do aterro provisório

Após conclusão da infraestrutura, as condições de navegabilidade eram repostas pela escavação progressiva do aterro desde o pilar P4 até à margem esquerda, iniciando-se, seguidamente, a execução da superestrutura pelas metodologias descritas anteriormente.



Fig. 4.9 – Ponte de Vila Nova de Milfontes após a sua conclusão

4.3. FUNDAÇÕES DOS PILARES CENTRAIS DO VIADUTO DA A22 SOBRE O RIO ARADE

4.3.1. DESCRIÇÃO GERAL DA OBRA

Localizado no lanço Lagos/Lagoa da A22, este viaduto destaca-se por ser uma das poucas estruturas em Portugal continental cujos tabuleiros (um para cada sentido de tráfego), em caixão monocelular, são constituídos por aduelas pré fabricadas de betão armado, pré-esforçado longitudinalmente por pós tensão. Estes elementos foram construídos por avanços sucessivos em consola, com recurso a viga de lançamento.

O viaduto tem uma extensão total de 550 m e é constituído por cinco tramos centrais de 96 m e dois tramos de extremidade com 35 m.

Os pilares (dois para cada alinhamento de apoio) foram executados em betão armado, com uma secção em lâmina dupla, atingindo alturas acima do solo da ordem dos 15 m. Os encontros apresentam tipologias correntes. As fundações são indiretas na zona aluvionar do rio Arade e diretas nos restantes apoios



Fig. 4.10 – Imagem ilustrando a construção do tabuleiro através de viga de lançamento

4.3.2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO E PRINCIPAIS ASPETOS HIDRÁULICOS

O viaduto insere-se no amplo vale onde os terrenos superficiais são materializados por solos aluvionares de espessura variável, que recobrem o substrato jurássico formado por calcários.

A espessura do material aluvionar (lodos argilosos com intercalações de areias lodosas com conchas) aumenta desde as margens, onde é praticamente nula, atingindo possanças máximas da ordem dos 27 m, entre os pilares P2 e P4.

No lado Oeste do vale, as formações jurássicas encontram-se imediatamente abaixo dos depósitos aluvionares, quaternários, e são materializadas por calcários que se encontram alterados a carsificados (com preenchimentos de argila) numa espessura variável entre os 2 m e os 6 m.

No lado Este do vale, as formações jurássicas são encimadas por margas e arenitos, do período cretácico que, apresentando N_{SPT} acima das 50 pancadas, atingem espessuras máximas da ordem dos 10 m.

De acordo com as informações recolhidas nas campanhas de reconhecimento geotécnico, foi prevista a implementação de fundações indiretas nos pilares P2 a P5.

Nos restantes elementos (encontros e pilares P1 e P6), previu-se a realização de sapatas, fundadas diretamente no substrato jurássico ou sobre as formações cretácicas.

Tal como na ponte de Vila Nova de Milfontes, apresentada no capítulo anterior, as características hidráulicas e geográficas do estuário do rio Arade, onde o grande espraçamento do caudal atenua as velocidades de escoamento, a inexistência de estruturas vizinhas e a ausência de pareceres impeditivos por parte dos estudos ambientais, permitiram equacionar a hipótese de realização de uma península de aterro, que possibilitasse o acesso e a operação dos equipamentos, materiais e mão-de-obra, necessários à execução das infraestruturas da ponte.

Na avaliação dessa hipótese verificou-se que as possanças e as características geomecânicas do material aluvionar, incompatíveis com a execução de fundações diretas, eram conciliáveis com a construção de um aterro provisório, com cerca de 3 m de espessura.

Esse aterro foi construído deixando um canal, junto à margem direita, entre os pilares P1 e P2, com uma secção de vazão dimensionada para permitir o escoamento do caudal de cheia correspondente a um período de retorno de 10 anos.

4.3.3. EXECUÇÃO DAS FUNDAÇÕES DA PONTE

A realização das $6 \times 2 = 12$ estacas de $\Phi 1500$ mm, de fundação de cada um dos quatro pares de pilares centrais da ponte (P2 a P5), foi executada com equipamento de furação, dotado de vara *kelly*, a operar sobre a plataforma de aterro.

As ferramentas de furação foram adaptadas às especificidades dos terrenos atravessados (balde nos solos aluvionares e trados rocha ou *carotiers* nas formações jurássica e cretácica).

A estabilização dos furos foi assegurada pelo uso de tubos de encamisamento definitivo, que foram vibrocavados até à profundidade de afloramento do substrato jurássico. À exceção da pressão hidrostática, que era mantida elevada pela introdução de água até ao topo dos tubos de encamisamento, a furação de penetração no maciço rochoso era desprovida de qualquer elemento estabilizante.

O comprimento final das estacas foi definido em função de uma penetração mínima de 3Φ (4,50 m) na formação calcária.



Fig. 4.11 – Imagens da península de aterro na sua extensão máxima e dos inúmeros equipamentos de furação, elevação e escavação em operação

A elevada carsificação superficial das formações calcárias levou a que tivessem sido previstas medidas construtivas complementares, com vista ao melhoramento do comportamento das estacas de fundação.

Quando detetadas a distâncias inferiores a 4 m, abaixo das profundidades previstas para a ponta das estacas, estas cavidades foram atravessadas, utilizando ferramentas de trepanação como elementos auxiliares à desagregação do substrato rochoso, com vista à obtenção das profundidades pretendidas.

Para profundidades superiores (até cerca de 8 m abaixo da ponta da estaca) recorreu-se ao seu preenchimento por injeção que, por melhoria ou substituição das argilas de preenchimento das cavidades, garantia a obtenção de um aumento da resistência por melhoria do comportamento da componente de ponta das estacas.

O procedimento de injeção consistiu na realização de furações de $\Phi 5''$, executadas a partir da base das estacas, até interseção das cavidades cársticas. Esses furos foram equipados com tubos

dotados de válvulas anti retorno, através dos quais se procedia à injeção, com processos semelhantes aos usados numa injeção repetitiva seletiva (IRS), comumente utilizada nos bolbos de selagem de microestacas ou ancoragens.

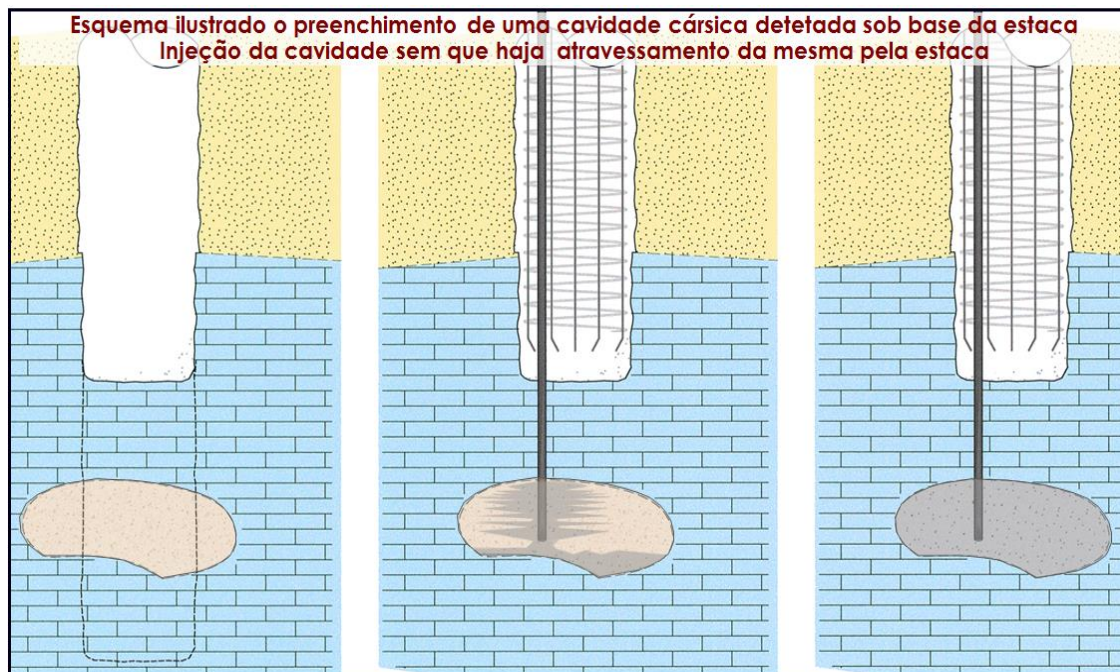


Fig. 4.12 – Esquema ilustrando o preenchimento de um carso pela injeção abaixo da ponta das estacas

Por forma a limitar os assentamentos e controlar as deformações da estrutura, as formações calcárias abaixo da base das sapatas dos pilares P1 e P2 e do encontro E2, foram igualmente dotadas de tratamentos por injeção, com vista ao preenchimento das carsificações superficiais. Este tratamento foi realizado por intermédio de injeções de calda de cimento, a alta pressão, através de obturador simples introduzido numa malha de furos espaçados de 1,50 m, sob a área de implantação das sapatas.

Com implementação desta medida de melhoramento, foi possível considerar tensões admissíveis de cálculo para as fundações diretas da ponte de 600 kPa.

4.3.4. EXECUÇÃO DOS MACIÇOS DE FUNDAÇÃO

As estacas de fundação de cada pilar (6 por pilar, num total de 12 por alinhamento de apoio) foram encimadas por maciços de encabeçamento com 8,30 m × 11,30 m e 3,0 m de altura.

Para sua construção conceberam-se ensecadeiras executadas a partir da península de aterro para uma escavação máxima de 7,7 m de altura. Estas ensecadeiras foram materializadas por cortinas de estacas prancha, com um ou dois níveis de escoramento, abrangendo uma área total de 26,6 m × 10,3 m, capaz de englobar dois maciços de um mesmo alinhamento de pilar.

Após cravação da cortina de estacas prancha, antes de se proceder à escavação, executou-se um “rolhão” de jet-grouting, com 1,50 m de altura, materializado por uma malha de colunas de Ø800 mm afastadas de 0,60 m.

Os níveis de escoramento das ensecadeiras foram materializados por grelhas de perfis metálicos que, dimensionadas em função da geometria de implantação das estacas e das reais dimensões das ensecadeiras, eram montadas sobre o aterro, em estaleiros de pré-fabricação montados nas imediações das ensecadeiras.



Fig. 4.13 – Imagens ilustrando os processos de cravação das estacas prancha, a execução do “rolhão” de jet-grouting e os níveis de escoramento a serem montados sobre a península de aterro

A remoção das terras no interior das enseadeiras era realizada de acordo com um dimensionamento e faseamento específicos, que previram a colocação de 1 ou 2 níveis de escoramento metálico, consoante a altura final da escavação.

De salientar que a malha de *jet-grouting* funcionava simultaneamente como um “rolhão”, impeditivo à entrada de água, e como escoramento na base. O seu dimensionamento foi realizado para as ações de impulsão, considerando o efeito favorável do seu peso e a aderência aos tubos de encamisamento das estacas de fundação. Este dimensionamento foi efetuado para o vão correspondente ao espaçamento entre estacas e tendo em conta a incapacidade resistente do jet-grouting a esforços de tração (por flexão).

Concluídas as infraestruturas da ponte, procedeu-se à escavação da península de aterro, no sentido inverso da sua construção.

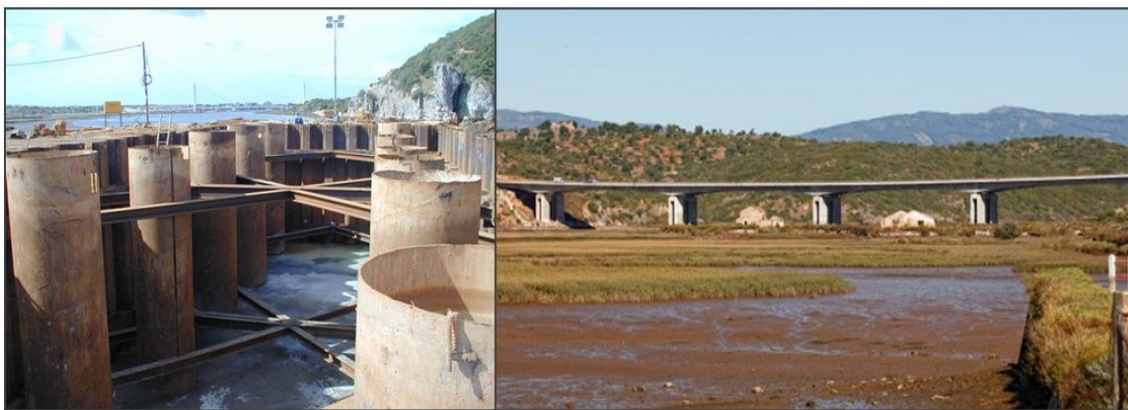


Fig. 4.14 – Imagens ilustrando as enseadeiras no decorrer da escavação e a ponte já concluída

4.4. FUNDAÇÕES DO PILAR CENTRAL DA PONTE INTERNACIONAL SOBRE O RIO GUADIANA

4.4.1. ASPETOS GERAIS DA OBRA

A Ponte internacional sobre o rio Guadiana foi executada a partir de um projeto inovador do Engenheiro Cândio Martins, que concebeu uma estrutura com um tabuleiro em caixão unicelular de betão armado pré esforçado, suspenso através de tirantes apoiados a partir de duas torres, em forma de “A”, com cerca de 100 m de altura.

A ponte possui um vão central de 324 m, dois tramos adjacentes com 135 m de vão e dois tramos de extremidade que, juntamente com os encontros, têm comprimentos de 36 m, perfazendo uma extensão total de 666 m.

Apesar do enormíssimo interesse estrutural desta obra, que constituiu um projeto pioneiro no domínio das pontes de tirantes múltiplos com tabuleiro em betão, a sua elevada complexidade faria que uma análise mais abrangente implicasse uma extensão descritiva que sairia fora do âmbito deste trabalho.

Deste modo, e por forma a poder incluir uma obra tão emblemática, que utilizou uma península e uma ilha de aterro para execução das suas fundações, enquadrando-se no capítulo em causa, optou-se por fazer uma abordagem que se cinge, quase exclusivamente, à descrição das técnicas utilizadas na execução das estacas e na construção das fundações e maciços.

4.4.2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO E PRINCIPAIS ASPETOS HIDRÁULICOS

A ponte está localizada no vale da foz do Guadiana onde as formações recentes, geomecanicamente incompetentes para fundação dos pilares da ponte, são constituídas por intercalações de lodos silto-arenosos e areias mais ou menos lodosas.

Estas formações têm espessuras negligenciáveis nas margens (EEsq., P1, P4 e Edir.) mas atingem profundidades da ordem dos 80 m, no alinhamento do talvegue do rio.

O substrato rochoso, subjacente, é constituído por grauvaques e xistos do período Carbónico e, tendo em conta a implantação das infraestruturas da ponte, encontra-se a profundidades da ordem dos 20 m, na zona de implantação do pilar P2, e de 50 m no alinhamento do pilar P3.

Apesar do elevado espreamento do Guadiana, as velocidades do escoamento atingiam, na maré vazante, valores que desaconselhavam a execução de penínsulas de aterro, uma vez que a sua construção interferiria de forma expressiva na secção de vazão do rio.

Deste modo, as estacas de fundação foram executadas a partir de meios distintos. As estacas de fundação do pilar P3, lado de Portugal, foram executadas a partir de uma península de aterro de cerca de 2 m de altura. As estacas de fundação do pilar P2, lado de Espanha, foram executadas a partir de meios flutuantes.

Ambos os maciços, com 5,0 m de altura, foram executados com recurso a ensecadeiras em estacas prancha. Tendo em conta a sua localização, a ensecadeira do pilar P2 constituiu uma ilha (com 51 m × 20 m) executada sobre o leito do rio.

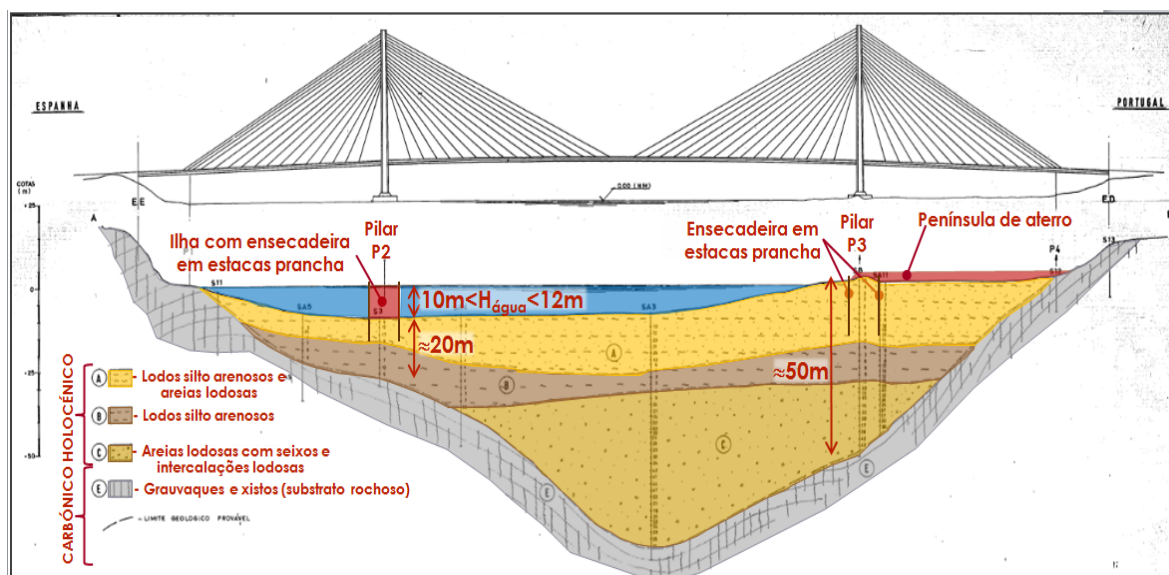


Fig. 4.15 – Corte longitudinal ilustrando a implantação da ponte sobre o perfil geológico interpretativo e as estruturas de acesso concebidas para execução das infraestruturas da ponte

4.4.3. EXECUÇÃO DAS ESTACAS DE FUNDAÇÃO DA PONTE

No projeto patenteado a concurso estava prevista a execução de $16 \times 2 = 32$ estacas $\Phi 1500$ mm, por pilar. Com o objetivo de diminuir a esbelteza das estacas, aumentar a rigidez global do maciço e de diminuir os prazos de execução, a Teixeira Duarte propôs uma solução variante, constituída por $13 \times 2 = 26$ estacas $\Phi 2000$ mm, por pilar.

Esta solução foi alvo de uma análise bastante minuciosa de modo a obter uma rigidez global e frequências próprias de vibração idênticas às obtidas na solução base.

No cálculo da matriz de rigidez, o efeito de grupo associado à interação dos impulsos passivos (rigidez horizontal) e à interação dos bolbos (rigidez vertical), foi tida em consideração tendo-se, para o efeito, utilizado a metodologia proposta por *Poulos*.

A execução das 26 estacas de $\Phi 2000$ mm de fundação de cada um dos pilares principais da ponte (num total de 52 estacas de $\Phi 2000$ mm) foi realizada com equipamentos de cravação, escavação, elevação e bombagem (entre outros). Na execução das estacas do pilar P2 estes equipamentos operavam sobre batelões enquanto que na execução das estacas do pilar P3 os equipamentos atuavam a partir da península de aterro.

A escavação foi realizada com recurso a *Hammer-Grab*, suspenso através de gruas de grande capacidade.

Nas formações aluvionares (quaternárias) a escavação foi realizada ao abrigo de tubos de encamisamento definitivo, com 16 mm de espessura, que eram vibrocravados até ao atravessamento do interface com o maciço grauváquico. No atravessamento do substrato rochoso a escavação foi desprovida de qualquer elemento estabilizante.



Fig. 4.16 – Avanço na vibrocavação, inspeção e soldadura de um troço de um tubo de encamisamento

Apesar de não ter rendimentos comparáveis com os de uma furação a trado ou balde (especialmente nas formações mais brandas), a escavação com recurso a *Hammer Grab* tinha a grande vantagem de poder ser realizada à distância, com suspensão em meios elevatórios de grande capacidade. Além dessa possibilidade, que se tornou especialmente útil na execução das estacas do pilar P2 (a partir de batelão), a opção de adotar uma escavação com recurso a *Hammer Grab* teve como principal fator de decisão o facto de, funcionando como um trépano escavador, ser compatível com as penetrações de 6 m a 8 m no maciço rochoso, previstas no projeto de execução.



Fig. 4.17 – Imagens da escavação, pelo interior dos tubos, com recurso a *Hammer-Grab*

No entanto, a elevada dureza e inclinação do substrato rochoso, associada ao grande diâmetro das estacas, implicaram, por vezes, a necessidade de adoção de procedimentos específicos que garantissem, entre outros aspetos, a penetração total dos tubos de encamisamento no substrato rochoso.

Este aspeto é fundamental para garantir a integridade do betão no fuste das estacas com vista à obtenção da qualidade final das fundações.

De forma sucinta, o procedimento consistiu na realização de um “rolhão” provisório de betão simples (pobre), complementado pela subida e recrava dos tubos, sucedida da sua reescavação, com recurso ao *Hammer-Grab*, até que fossem atingidas as profundidades de projeto.

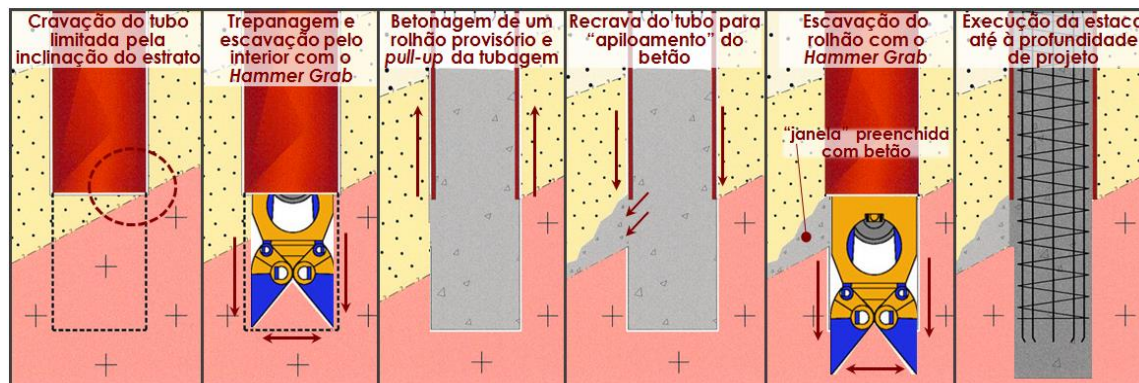


Fig. 4.18 – Procedimento utilizado para evitar a ocorrência de fenómenos de assoreamento da furação

Os procedimentos desta operação resultaram na obtenção de um elemento de tamponamento diametral, que impediu a existência de janelas que pudessem provocar o assoreamento do furo, pela incapacidade de penetração total de alguns tubos de encamisamento no substrato rochoso.

Atingidas as profundidades de cálculo, correspondentes a comprimentos com valores entre os 28,2 m e os 33,5 m, no pilar P2, e entre os 47,6 m e os 57,2 m, no pilar P3, procedeu-se à introdução da armadura e à betonagem das estacas.

Além das particularidades referidas anteriormente, a grande capacidade geomecânica dos xistos grauváquicos e o elevado diâmetro das estacas, conferiram à sua resistência de ponta a principal componente para superar as solicitações atuantes no topo dos maciços de fundação.

A particular relevância da componente de resistência de ponta nesta intervenção está relacionada com o facto de o seu valor ser proporcional à resistência à compressão do maciço rochoso e ao quadrado do diâmetro das estacas.

A elevada dureza e resiliência do substrato grauváquico e a metodologia utilizada na escavação, com trepanagem para desagregação sucedida da remoção de material, originava uma deposição de material no fundo do furo.

Deste modo, a limpeza eficaz do fundo do furo revelou-se imprescindível na obtenção da qualidade final das estacas de fundação, uma vez que esta afeta diretamente a tensão de contacto da sua extremidade inferior com o maciço rochoso e, consequentemente, a sua resistência de ponta.

Esta operação, de extrema importância na execução de estacas de grande diâmetro, foi realizada através de tubos metálicos (negativos) que haviam sido acoplados às armaduras das estacas. Estes tubos, foram utilizados para verificação da verticalidade (inclinómetros), integridade e como meio para realização de injeções de limpeza, colagem e aperto.

O procedimento de limpeza foi realizado pela introdução de mangueiras nos furos que, devidamente equipadas com obturadores simples, procederam à sua limpeza pela injeção controlada e criteriosa de água. Após limpeza do interface entre as estacas e o maciço rochoso, controlada pela observação da coloração da água na saída dos tubos de purga, procedeu-se à injeção, a média/baixa pressão, de calda de cimento, para obtenção do total preenchimento da superfície de contacto entre estes elementos.



Fig. 4.19 – Imagens de duas fases distintas das operações de limpeza da ponta das estacas que foi sucedida pela injeção de calda de cimento

4.4.4. EXECUÇÃO DOS MACIÇOS DE ENCABEÇAMENTO

Concluída a execução das estacas de fundação, dava-se início à construção dos seus maciços de encabeçamento.

Por constituir o elemento cuja execução impôs maiores dificuldades, este capítulo vai incidir sobre a ensecadeira do pilar P2, construída a partir de batelão, com atravessamento de uma altura de escoamento que, em maré cheia, atingia os 12 m de profundidade.

A ensecadeira foi concebida para possibilitar a execução dos maciços de encabeçamento e como estrutura de proteção de fase definitiva, atuando como elemento de proteção dos maciços e como estrutura de confinamento dos terrenos, acima do leito do rio, diminuindo o comprimento de encurvadura das estacas.

Apesar de constituir uma estrutura de proteção e confinamento, o cálculo das fundações da ponte (em "Estado Limite Último" – fase definitiva) foi realizado considerando a possibilidade de colapso desta estrutura, não fazendo depender a segurança das infraestruturas da ponte da sua integridade.

Com topo à cota +3,00 m e base à cota -20,00 m (num total de 23 m de comprimento) as estacas prancha foram vibrocavadas a partir de meios flutuantes com verticalidade assegurada por estruturas metálicas que garantiram o seu guiamento em dois níveis altimétricos.

O seu dimensionamento foi feito com base numa análise minuciosa de todas as ações e variáveis, estabelecendo cenários que simulassem todos os fenómenos existentes ou passíveis de ocorrer. Além dos impulsos hidrostáticos e dos impulsos de terras (que, nesta ensecadeira atuavam de "dentro para fora"), deu-se particular ênfase à análise sísmica, considerando as acelerações sísmicas regulamentares e o risco de liquefação das camadas arenosas mais superficiais, e à avaliação das ações hidrodinâmicas, das quais se destaca a possibilidade de ocorrência de fenómenos de infraescavação.

Todos os procedimentos de execução foram associados em fases construtivas, nas quais as atividades foram agrupadas sequencialmente por forma a que as medidas estruturais fossem realizadas de acordo com a implementação das ações ou com a possibilidade de ocorrência dos fenómenos. Apesar de, durante a construção, ter havido alguma flexibilização de procedimentos com sobreposição de algumas atividades, o faseamento construtivo adotado para a ensecadeira pode ser sintetizado segundo a sequência esquemática ilustrada na Fig. 4.20.

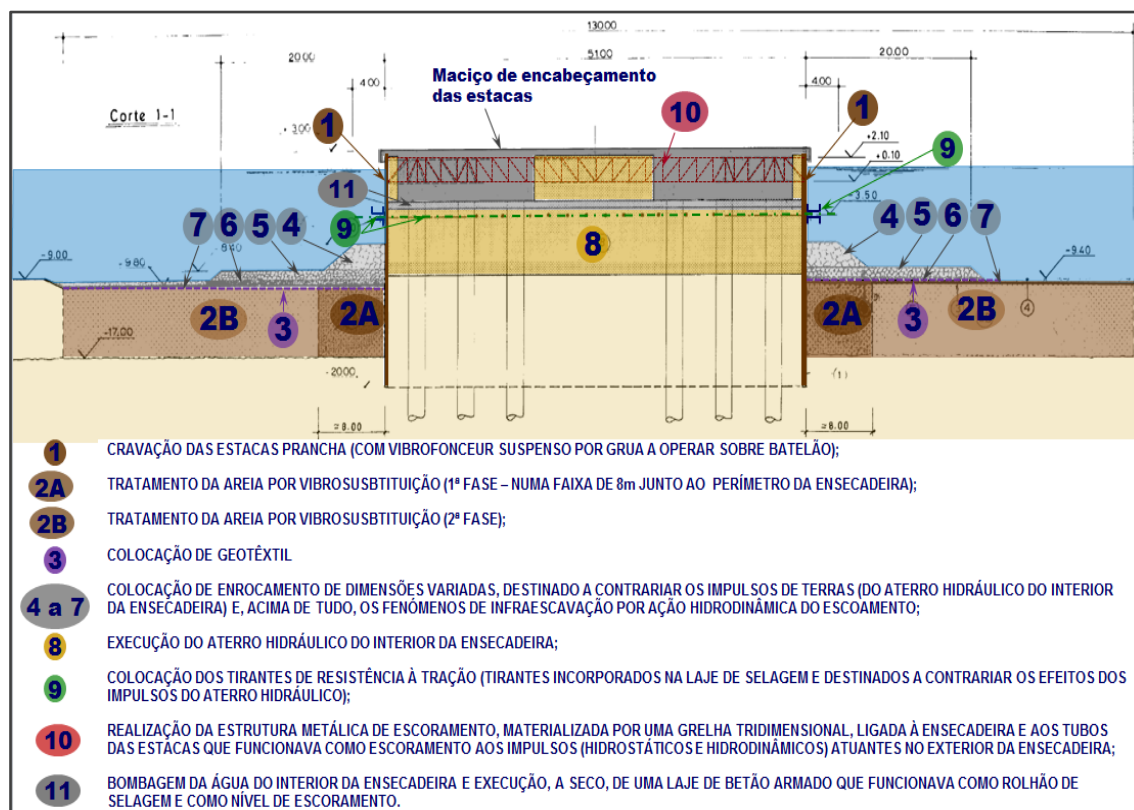


Fig. 4.20 – Esquema ilustrando o faseamento construtivo das ensecadeiras da Ponte Internacional sobre o Rio Guadiana

Após execução das operações descritas, concluídas com a construção, a seco, da laje de betão armado (com 0,50 m de espessura) que funcionou como “rolhão” e como plataforma de trabalho, iniciaram-se os trabalhos subsequentes desde o corte dos tubos, saneamento da cabeça das estacas e construção dos maciços e da viga de fundação (que os une), que são ilustrados na figura seguinte (Fig. - 4.21).



Fig. 4.21 – Imagens que ilustram a realização de algumas das atividades descritas neste capítulo

Apesar do atraso inicial no arranque dos trabalhos, fruto de algumas indecisões quanto às verificações de cálculo e quanto às metodologias construtivas a adotar, a que não é alheio o facto de se tratar de uma ponte internacional, com uma estrutura altamente inovadora e com intervenientes de várias entidades e empresas pertencentes a dois países distintos, a implementação das medidas descritas possibilitou a realização dos trabalhos de uma forma expedita, que permitiu a conclusão da ponte dentro dos prazos contratuais.



Fig. 4.22 – Imagem da ponte em 1991, imediatamente após a sua conclusão

5

UTILIZAÇÃO DE MEIOS FLUTUANTES E PONTES PROVISÓRIAS COMO PLATAFORMAS DE TRABALHO PARA A EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES INDIRETAS USANDO ENSECADREIRAS PRÉ-FABRICADAS DE BETÃO ARMADO PARA CONSTRUÇÃO DOS MACIÇOS

5.1. FUNDAÇÕES DOS PILARES P8 E P9 DA PONTE “17 DE SETEMBRO”, SOBRE O RIO KWANZA, EM ANGOLA

5.1.1. RESUMO DA ABORDAGEM A ESTA INTERVENÇÃO

Neste capítulo são descritas e justificadas as soluções metodologias e os faseamentos construtivos adotados para a execução das fundações dos pilares centrais da Ponte principal da nova travessia sobre o rio Kwanza, situada entre as localidades de Catete e Muxima, na Republica de Angola.

São abordadas as técnicas utilizadas e as metodologias construtivas desenvolvidas para a execução das infraestruturas da ponte, contextualizando as razões que estiveram na origem das principais opções tomadas.

Destas metodologias destacam-se a opção de utilizar passadiços, modelares, provisórios, funcionando simultaneamente como meio de acesso e como plataformas de trabalho para execução das estacas de fundação, e a conceção de sistemas de caixões/ensecadeiras, dimensionados com o intuito de contornar a dificuldade (impossibilidade) de realização de trabalhos subaquáticos, com recurso a mergulhadores, na construção dos maciços de encabeçamento das estacas de fundação.

5.1.2. CONSIDERAÇÕES GERAIS DA OBRA

Inserida num extenso vale aluvionar, com cerca de 1500m de largura, a nova “Ponte 17 de Setembro” encontra-se localizada na província do Bengo, na República de Angola, e estabelece a travessia sobre o rio Kwanza, na localidade de Cabala, constituindo a ligação rodoviária (e pedonal) entre as localidades de Catete e Muxima.

Não considerando os 2109m de extensão dos dois aterros de aproximação, a travessia é constituída por três tipos de estruturas, independentes, formadas por dois viadutos de acesso (com 204 m e $774+300 = 1074$ m de comprimento) e uma ponte principal (com 256 m de comprimento), numa extensão total de 1534 m. O seu projeto foi da autoria do gabinete Armando Rito, Engenharia, S.A..



Fig. 5.1 – Localização da “Ponte 17 de Setembro”

Os viadutos de acesso são dotados de tabuleiros vigados de betão armado pré-esforçado, com vãos correntes de 30 m e vãos de extremidade com 24 m, tendo sido executados com recurso a cimbra ao solo. A sua superestrutura encontra-se apoiada em pares de pilares/estaca, de 1,50 m de diâmetro, que recebem as ações do tabuleiro através de aparelhos de apoio, unidirecionais ou fixos.

A ponte principal é constituída por uma estrutura de três tramos, com tabuleiro construído por avanços sucessivos em consolas simétricas de betão armado pré-esforçado, com um vão central, principal, de 120 m de comprimento e dois tramos de transição (ponte/viadutos) de 68 m.

Além dos pilares de transição, a superestrutura é suportada por dois pilares principais (P8 e P9), fundadas em maciços de 9 estacas com 1,50 m de diâmetro, que atingiram profundidades máximas de 72 m (abaixo da cota do leito do rio) e foram dotadas de tubos metálicos de encamisamento definitivo com comprimentos variáveis entre os 36m e os 46m.

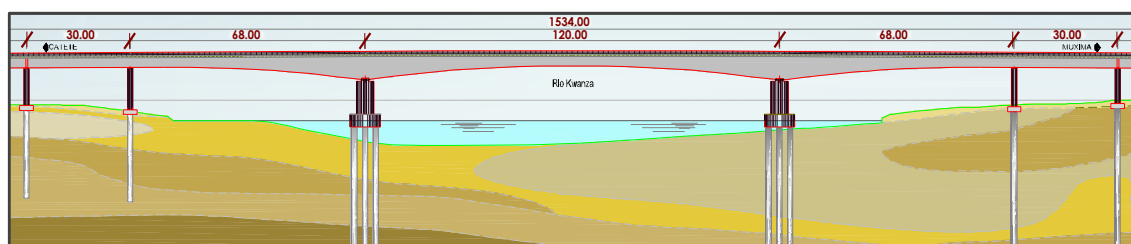


Fig. 5.2 – “Ponte 17 de Setembro” - Corte longitudinal ilustrando a ponte principal

5.1.3. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO

O estudo da nova travessia sobre o rio Kwanza foi suportado pelos resultados de campanhas de prospeção geológico-geotécnica, que incluíram a execução de 69 sondagens, realizadas ao longo da extensão do atravessamento.

Estas campanhas revelaram a presença de formações aluvionares, fundamentalmente caracterizadas por lodos intercalados por argilas brandas e areias finas pouco compactadas dotados de possanças bastante elevadas e variáveis.

As formações miocénicas, geomecânicamente competentes para fundação da infraestrutura da ponte, ocorrem em profundidades compreendidas entre os 15 m e os 69 m, e são materializadas por areias e argilas, respetivamente muito compactas e muito rijas. O nível freático foi detetado entre a superfície e os 5,6 m de profundidade.

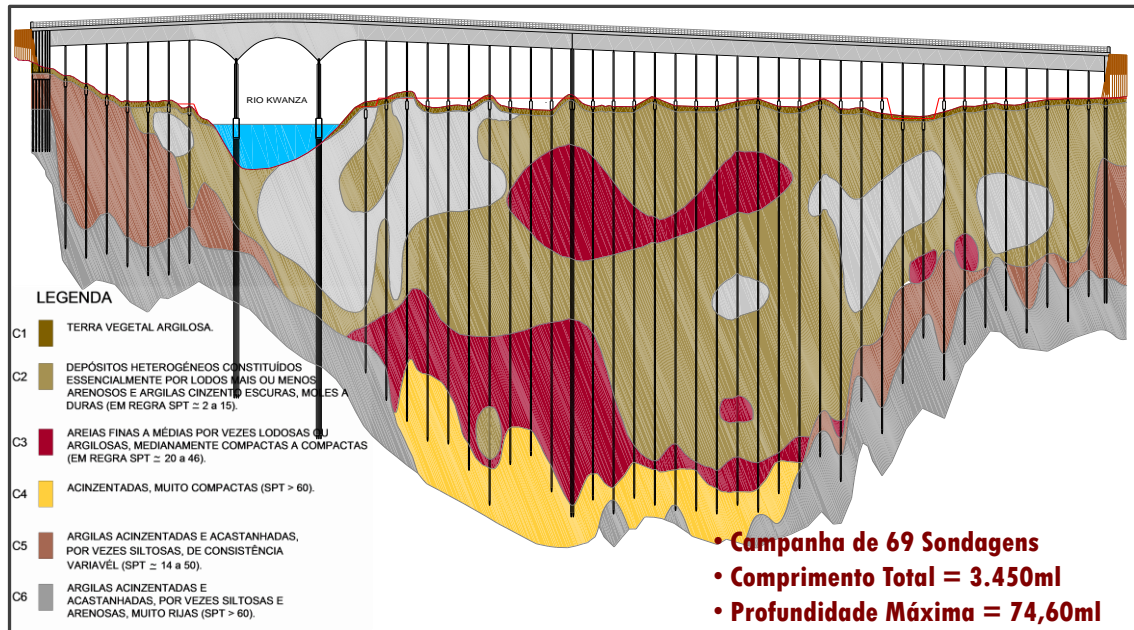


Fig. 5.3 – Corte geológico esquemático ilustrando as formações intersetadas pelas estacas de fundação

5.1.4. CONSTRUÇÃO DAS ESTRUTURAS PROVISÓRIAS DE ACESSO

A localização geográfica da obra e o facto dos meios flutuantes, em número e capacidade compatíveis com as necessidades operacionais dos equipamentos necessários à execução da intervenção, apenas estarem disponíveis a mais de 2000 km de distância (com transporte por navegação marítima, bastante caro e arriscado), com custos e prazos de mobilização impraticáveis, precipitaram a decisão de equacionar a execução da obra a partir de plataformas especiais de acesso.

Além disso, tendo em conta a precaridade da região, verificou-se que as dificuldades na gestão de estaleiro, de acessos e do fornecimento de materiais às frentes de obra seriam amplamente atenuadas caso se estabelecesse uma ligação entre as margens do rio, possibilitando a circulação de equipamentos e meios.

Deste modo, concebeu-se e dimensionou-se uma ponte provisória, com capacidade para permitir a livre circulação de maquinaria pesada, possibilitando o acesso de equipamentos e meios (materiais e mão de obra) e facilitando a gestão dos inúmeros processos envolvidos na construção da ponte, especialmente das suas infraestruturas.

Em termos funcionais as plataformas de acesso foram materializadas por duas estruturas distintas, designadas como *jetty 1* e *jetty 2*.

O *jetty 1* constituiu uma ponte provisória de ligação entre as duas margens do Kwanza e foi dimensionado para as ações advenientes da circulação de maquinaria pesada (limitada a 65 toneladas).

Construído por avanços sucessivos, a partir da margem direita do rio (lado de Catete), os módulos pré-fabricados de grelhas metálicas, com 9,0 m de vão e 4,2 m de largura, constituintes da estrutura principal do seu tabuleiro, foram apoiados sobre pares de estacas previamente vibrocavadas a partir do módulo anterior.

A estrutura do *jetty 1* ficou concluída pela colocação de um pavimento em barrotes de madeira.

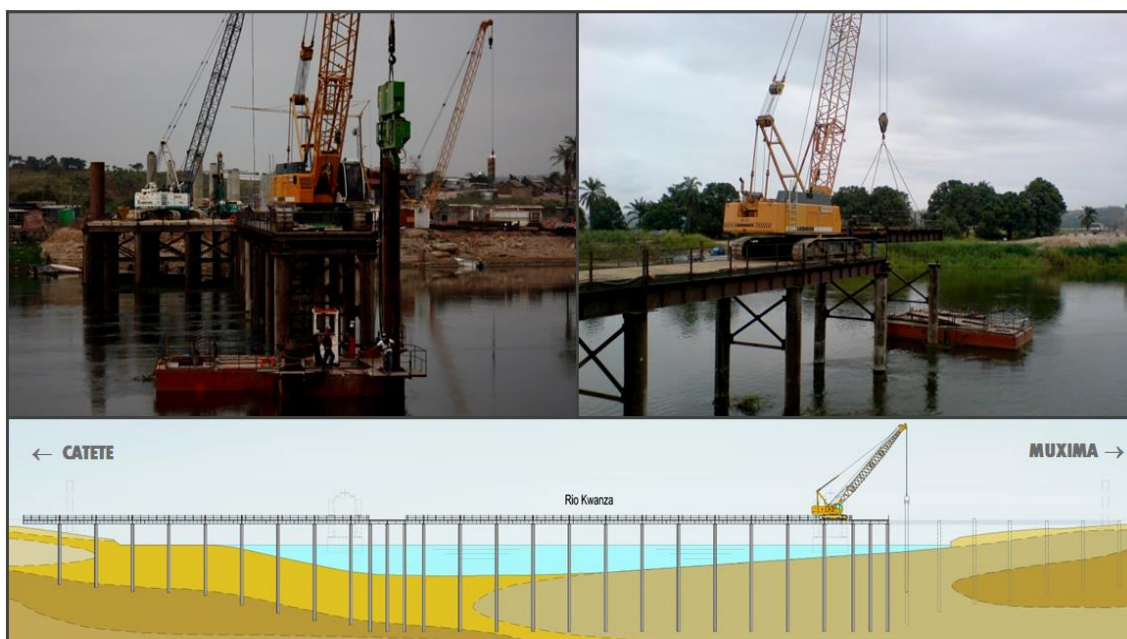


Fig. 5.4 – Imagens e corte longitudinal ilustrando as operações de montagem do *jetty 1*

Os *jetty 2* foram materializados por duas plataformas de acesso que, executadas junto à zona de implantação dos pilares e acessíveis a partir do *jetty 1*, foram dimensionadas para as ações operacionais associadas à manobra dos equipamentos pesados.

As ações que se revelaram condicionantes no dimensionamento destas plataformas foram as advenientes das operações de furação, na execução das estacas, e das operações de elevação por ação de gruas de grande capacidade.

A furação associou equipamentos de cerca de 95 toneladas a ações horizontais originadas por binários de furação de cerca de 300 kNm. As ações advenientes da operacionalidade das gruas que se revelaram mais gravosas corresponderam à elevação e posicionamento (à distância) dos tubos de encamisamento das estacas (que incluíam a sua cravação), dos troços de armaduras e dos elementos pré fabricados dos cofres dos maciços.

O pavimento dos *jetty 2* foi constituído por conjuntos de lajes pré-fabricadas de betão armado, apoiadas em grelhas de perfis metálicos, que eram colocadas ou removidas em função das operações a realizar.

As estacas/pilar da infraestrutura destas pontes provisórias foram constituídas por tubos metálicos de 720 mm de diâmetro que, depois de vibrocavados até às profundidades previstas, foram preenchidos com areia e selados superiormente por um “rolhão” de betão. Este procedimento destinava-se a garantir o confinamento e consequente diminuição dos fenómenos de encurvadura local dos tubos, permitindo igualmente mobilização da totalidade da seção no cálculo da sua resistência de ponta.

Os tubos atingiram profundidades que se traduziram em comprimentos variáveis entre os 16,7m, junto às margens e os 40,0m, nas zonas com camadas competentes mais profundas.

Em termos de espaçamento, os pares de estaca/pilar de suporte da estrutura do *jetty 1* eram afastados de 9,0m, e as estacas/pilar de suporte do *jetty 2* de 5,0 m

É de salientar que, por forma a garantir o acesso à totalidade dos locais de implantação das estacas de fundação da ponte, a estrutura do *jetty 2* era aumentada, usando os tubos das estacas definitivas, devidamente vibrocavados, como elementos provisórios de apoio de grelhas metálicas de suporte de pré-lajes, sobre as quais operava o equipamento de furação.

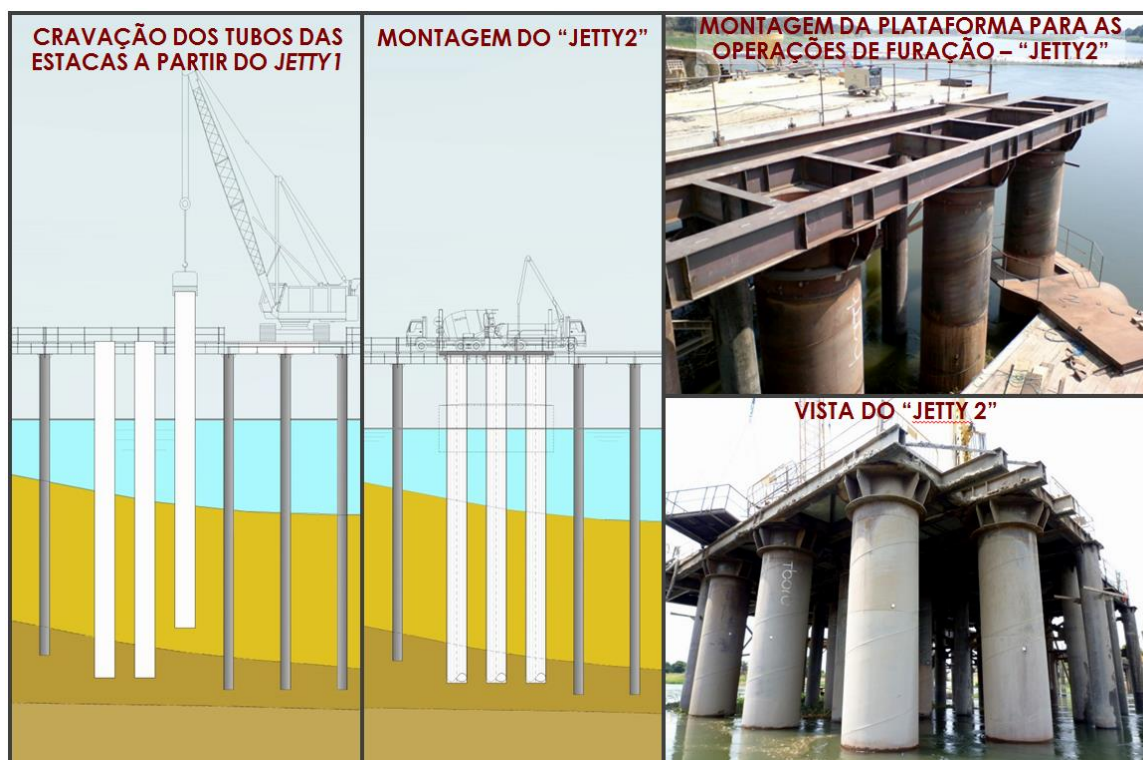


Fig. 5.5 – Imagens e esquemas ilustrando as operações de montagem do *jetty 2*

5.1.5. EXECUÇÃO DAS ESTACAS DE FUNDAÇÃO DA PONTE

As $9 \times 2 = 18$ estacas moldadas de betão armado de fundação dos pilares P8 e P9 foram executadas com recurso a um encamisamento metálico definitivo.

Com um diâmetro nominal de 1535 mm e 16 mm de espessura, os tubos foram introduzidos no terreno através de um vibrocavador hidráulico, suspenso por grua a operar a partir do *Jetty 2*, tendo atingido profundidades variáveis entre os 30m e 43m (correspondentes a cerca de 36m e 46m de comprimento).

Por forma a respeitar as baixas tolerâncias de implantação das estacas, o posicionamento dos tubos foi feito utilizando um “*gabarit*” de guiamento fixo numa jangada. A sua verticalidade e o controlo final foram feitos com recurso a leituras topográficas.



Fig. 5.6 – Cravação dos tubos de encamisamento a partir do *jetty* 2

As operações de furação ($\Phi 1500$ mm) eram executadas pelo interior dos tubos com recurso a equipamento dotado de “vara kelly”, até que fossem alcançadas as profundidades definidas em projeto (atingindo valores máximos de aproximadamente 72 m de profundidade \Rightarrow 75 m de comprimento).

Antes da colocação das armaduras, procedeu-se à limpeza do fundo dos furos. Esta operação é muito importante uma vez que condiciona o comportamento durante a mobilização da resistência de ponta das estacas, fundamental na obtenção da sua capacidade resistente.



Fig. 5.7 – Furação das estacas a partir do *jetty* 2

As armaduras, devidamente providas de espaçadores e de tubos para realização de ensaios de integridade por diagrfia sónica, eram então colocadas no interior dos furos. Em seguida introduzia-se a coluna de betonagem, iniciando-se então as operações de betonagem submersa das estacas.

5.1.6. EXECUÇÃO DOS MACIÇOS DE ENCABEÇAMENTO DAS ESTACAS

Concluída a execução das estacas de fundação, estava-se em condições de iniciar a construção dos seus maciços de encabeçamento, que funcionam como elementos de transição entre as estacas e os pilares.

Tratam-se de elementos de betão armado que, com cerca de 114,9 m² de área, apresentam uma geometria passível de ser circunscrita num retângulo com 8,2 m × 15,7 m, dotada de extremidades semicirculares, com 4,10 m de raio, dispostas na sua maior dimensão.

Os maciços apresentam uma altura de 3,25 m e o seu topo, posicionado altimetricamente à cota +19,75 m, o que implicava que a sua base estivesse localizada bastante abaixo da cota dos níveis do rio Kwanza, à data da sua construção (com variações que oscilaram entre os +18,00 m e os +19,75 m => base imersa em profundidades variáveis entre 1,5 m e 3,25 m).

Além das óbvias dificuldades associadas à realização de uma estrutura de betão armado abaixo do nível das águas, a execução destes elementos tinha como complicação agravante o facto de serem executados num rio onde a fauna local desaconselhava a realização de quaisquer trabalhos subaquáticos.



Fig. 5.8 – Imagens ilustrativas da altimetria de implantação dos maciços e da fauna local

Por forma a contornar estas dificuldades, conceberam-se estruturas pré-fabricadas de betão armado, formando caixões de volumetria interior compatível com as dimensões exteriores dos maciços, que foram montadas acima do nível das águas do rio e posicionadas altimetricamente de acordo com as cotas de projeto.

Depois do seu correto posicionamento altimétrico, estes caixões foram convertidos em ensecadeiras, funcionando como plataformas de acesso, para execução a seco da complexa sequência de trabalhos associada à construção dos maciços, incluindo a sua ligação a estes elementos, o saneamento da cabeça das estacas e a montagem das armaduras.

Concluídos os trabalhos preparatórios e a montagem das armaduras de projeto, estes caixões funcionaram como elementos de cofragem (perdida) para betonagem dos maciços.

A construção dos cofres foi precedida da montagem de cachorros metálicos de suporte provisório, ligados por soldadura adequada aos tubos de encamisamento das estacas. Estes cachorros constituíram capitéis de suporte provisório da estrutura composta por um conjunto de 3 das pré-lajes de betão armado (com 0,25 m de espessura), executadas em estaleiro, que formavam o fundo (pavimento) do “cofre”.

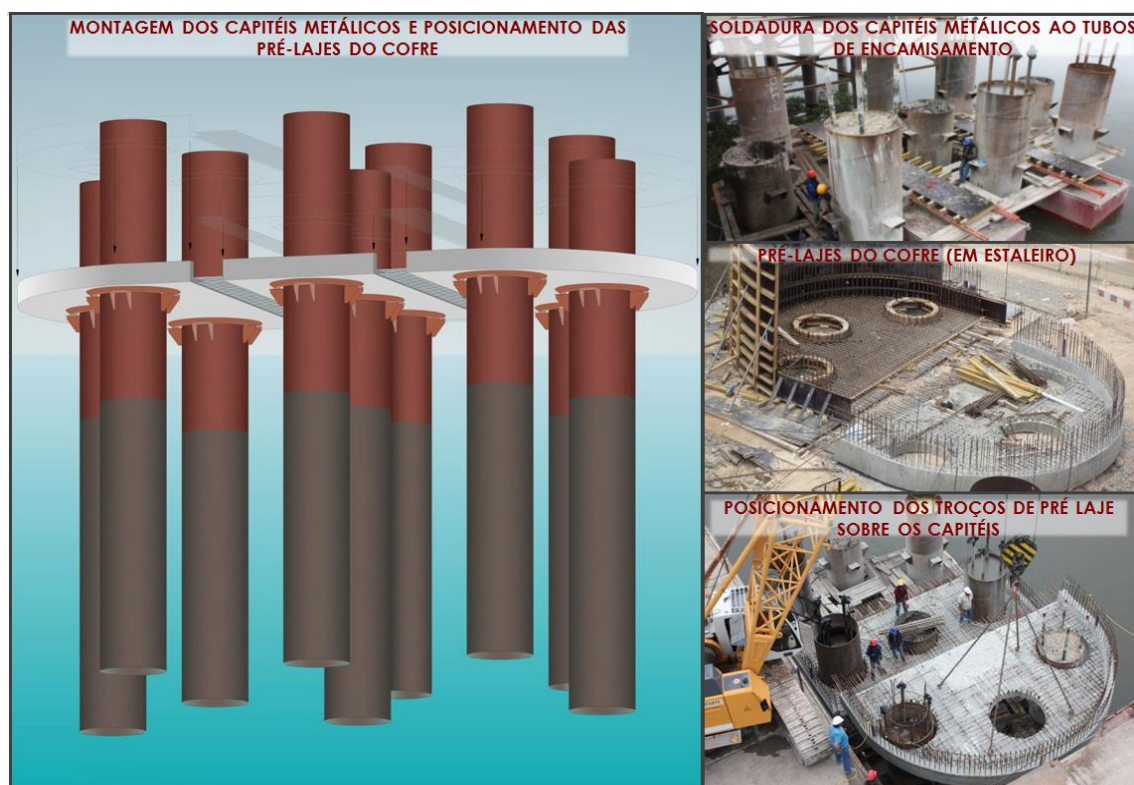


Fig. 5.9 – Esquema construtivo e imagens ilustrando o posicionamento dos troços de pré-laje do cofre sobre os capitéis metálicos de suporte provisório

É de salientar que o número (3) e a geometria das pré lajes foi concebido por forma a permitir o seu posicionamento, sobre os capitéis provisórios, através dos meios elevatórios existentes no local e que o limite de capacidade destes equipamentos já havia sido condicionado pela capacidade de suporte da estrutura do *jetty*.

A ligação entre os três troços de pré-laje era realizada, *in situ*, após betonagem dos dois elementos de ligação, precedida da disposição das armaduras devidamente apoiadas em cofragens suspensas à estrutura das extremidades adjacentes dos troços pré-fabricados.



Fig. 5.10 – Betonagem das ligações entre as pré-lajes do cofre

Em seguida procedeu-se à montagem do sistema de posicionamento altimétrico dos cofres. Este sistema era composto por pares de perfis metálicos, apoiados no topo dos tubos de encamisamento das estacas, formando três vigas onde foram colocados macacos hidráulicos (num total de 6) com capacidade para suspender varões tipo *dywidag* dotados de resistências compatíveis com as cargas correspondentes ao peso do cofre (depois de concluído).

A disposição das armaduras, montagem da cofragem e betonagem das paredes dos cofres era feita em seguida, feita deixando mangas não aderentes em torno dos seis varões tipo *dywidag* de suspensão.

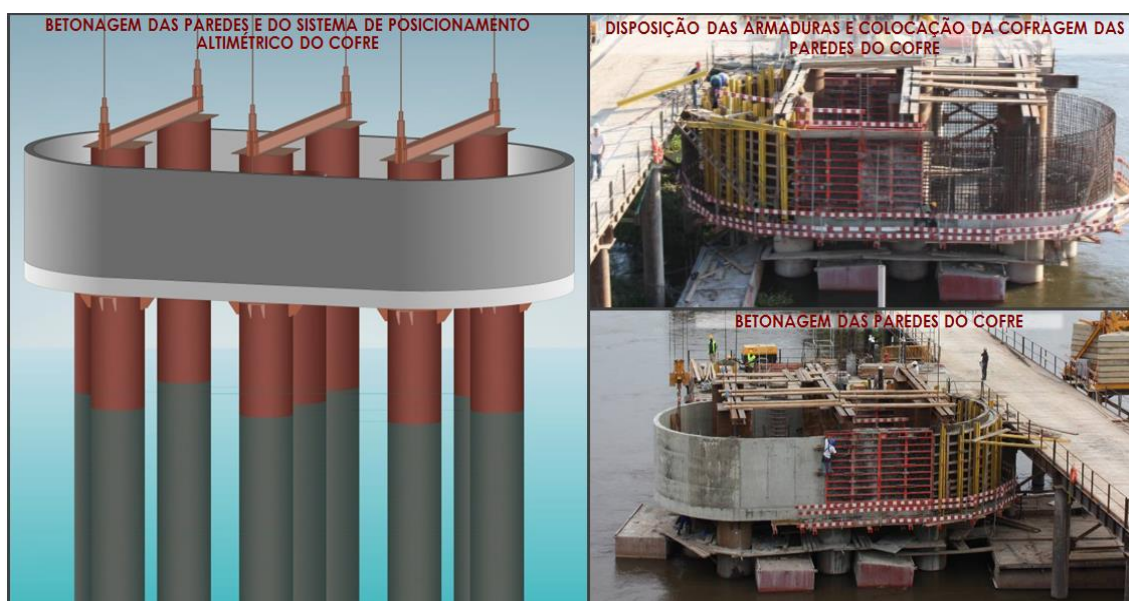


Fig. 5.11 – Montagem dos sistemas de suspensão e execução das paredes dos cofres

Utilizando o sistema de suspensão anteriormente descrito, a estrutura tinha a capacidade de poder ser inicialmente içada para remoção dos capitéis metálicos de suporte provisório e, posteriormente, ser posicionada até à cota final de projeto, prevista para o maciço de encabeçamento das estacas.

Uma vez que os trabalhos de saneamento da cabeça das estacas e os pormenores da ligação entre as suas armaduras e as armaduras dos maciços implicavam o corte dos tubos de encamisamento (acima da cota do topo do cofre), e a consequente desativação do sistema de suspensão dos cofres, houve necessidade de prever um outro sistema de suporte, que fizesse a sustentação provisória dos cofres durante os trabalhos preparatórios que antecederam a betonagem do maciço.

No entanto, a implementação de sistemas materializados por capitéis metálicos de suporte, ligados ao fuste das estacas através da execução de soldaduras subaquáticas ou através de anéis de aperto em pré-esforço, era altamente desaconselhada, tendo em conta a fauna existente no rio Kwanza.

Deste modo, concebeu-se um sistema materializado por capitéis em betão simples que, funcionando através da mobilização dos esforços de compressão impostos pela excentricidade da transmissão das cargas (advenientes do peso próprio do cofre), estabeleceram a sua ligação provisória às paredes dos tubos de encamisamento.

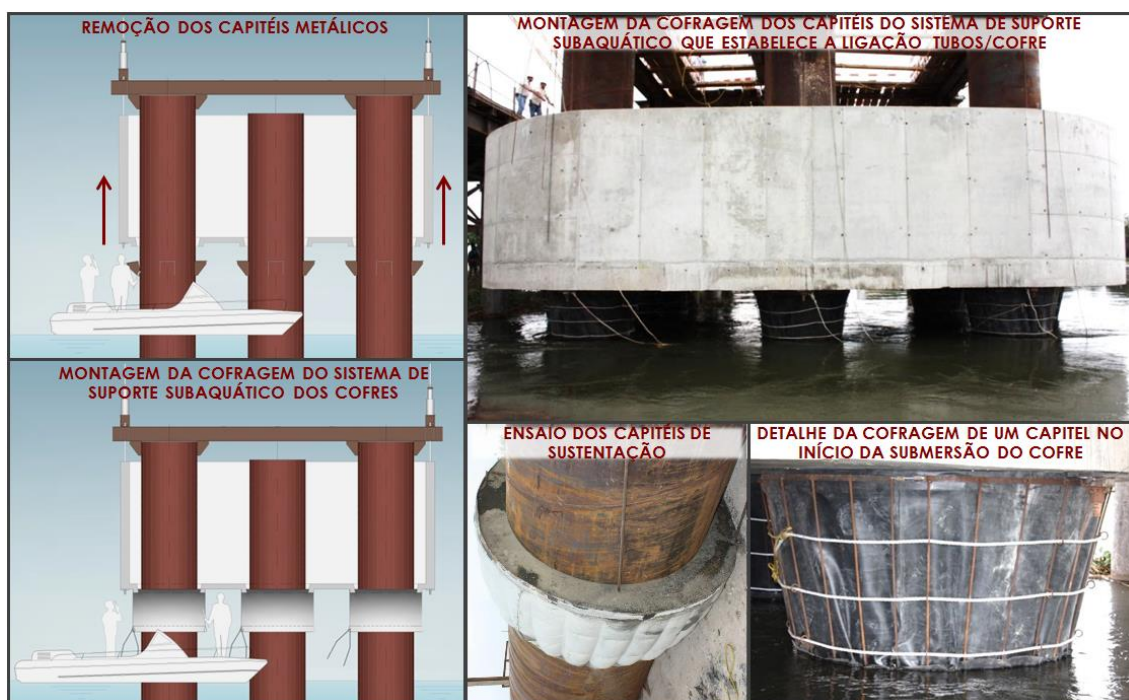


Fig. 5.12 – Esquemas e imagens ilustrando a remoção dos capitéis metálicos (após suspensão e elevação do cofre) e a montagem da cofragem dos capitéis de suporte subaquático do cofre

A betonagem submersa desses capitéis foi realizada com recurso a betão não retrátil de elevado desempenho, ao abrigo de uma cofragem flexível (composta por uma membrana plástica cintada bidirecionalmente por armaduras) que foi montada em torno dos tubos, ainda em posição emersa, e posteriormente colocada à cota de projeto, por ação do peso do cofre, durante as operações de posicionamento realizadas através do sistema de suspensão.



Fig. 5.13 – Esquemas e imagens ilustrando o posicionamento altimétrico e a betonagem dos capitéis

Por forma a dotar a ensecadeira de uma capacidade resistente compatível com as ações de impulsão hidrostática e, simultaneamente, melhorar a sua impermeabilização pelo fundo, executou-se uma laje de betão armado que complementou a resistência dos cofres a todas as solicitações operacionais, permitindo a bombagem de água do seu interior.

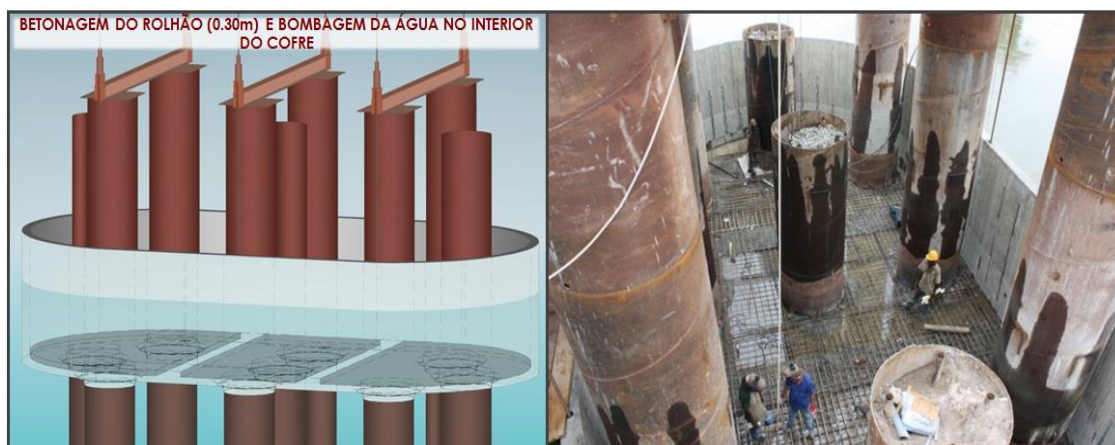


Fig. 5.14 – Execução de um “rolhão” de betão armado e bombagem da água do interior

Com os cofres convertidos em enseadeiras foi possível desenvolver os trabalhos subsequentes, desde o corte dos tubos de encamisamento (acima da cota da laje de “rolhão”), o saneamento da cabeça das estacas, a montagem das armaduras e a betonagem dos maciços, utilizando os cofres como elementos de cofragem perdida.

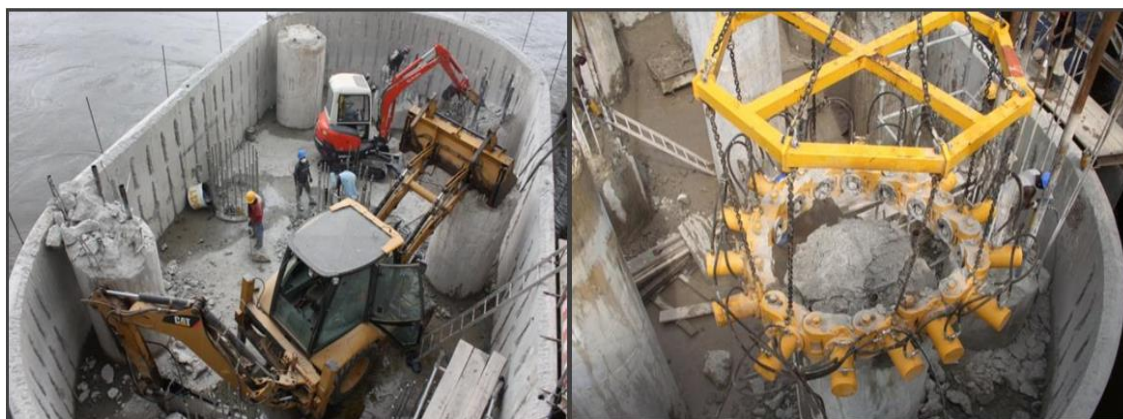


Fig. 5.15 – Saneamento da cabeça das estacas



Fig. 5.16 – Disposição das armaduras e betonagem dos maciços

5.1.7. CONSIDERAÇÕES ACERCA DAS OPÇÕES CONSTRUTIVAS ADOTADAS

As restrições dos meios disponíveis, ou a mobilizar, assumiram, nesta obra, uma importância da maior relevância no que à escolha das opções construtivas, adotadas para execução das fundações, diz respeito.

A gestão da mobilização desses meios teve que se adaptar e ultrapassar as dificuldades existentes, utilizando soluções construtivas que, noutra realidade, possivelmente não seriam equacionadas.

Uma análise de risco (e de custo) associada à construção das infraestruturas desta ponte, avaliando a possibilidade da sua execução exclusivamente a partir de meios flutuantes, veio a revelar a mais-valia operacional, e económica, associada à implementação dos passadiços de acesso.

Com efeito, a possibilidade de movimentação de equipamentos entre as duas margens do rio, com as vantagens ao nível do aprovisionamento de materiais e de acesso de mão-de-obra, que lhe são inerentes, e, em simultâneo, a existência de uma plataforma que permitiu a execução dos trabalhos em todas as condições de segurança, constituíram uma mais valia que se revelou imprescindível no sucesso alcançado nesta empreitada.

Outras características que se revelaram decisivas nas opções construtivas adotadas, especialmente no que à metodologia implementada na construção dos maciços diz respeito, foram as particularidades do rio Kwanza que, caracterizado pela possibilidade de ocorrência de cheias torrenciais e dotado de uma fauna potencialmente perigosa, desaconselhava a execução de enscadeiras em estacas prancha (muito dispendiosas e potencialmente sujeitas a instabilidade por fenómenos de infraescavação) e a realização de trabalhos subaquáticos.

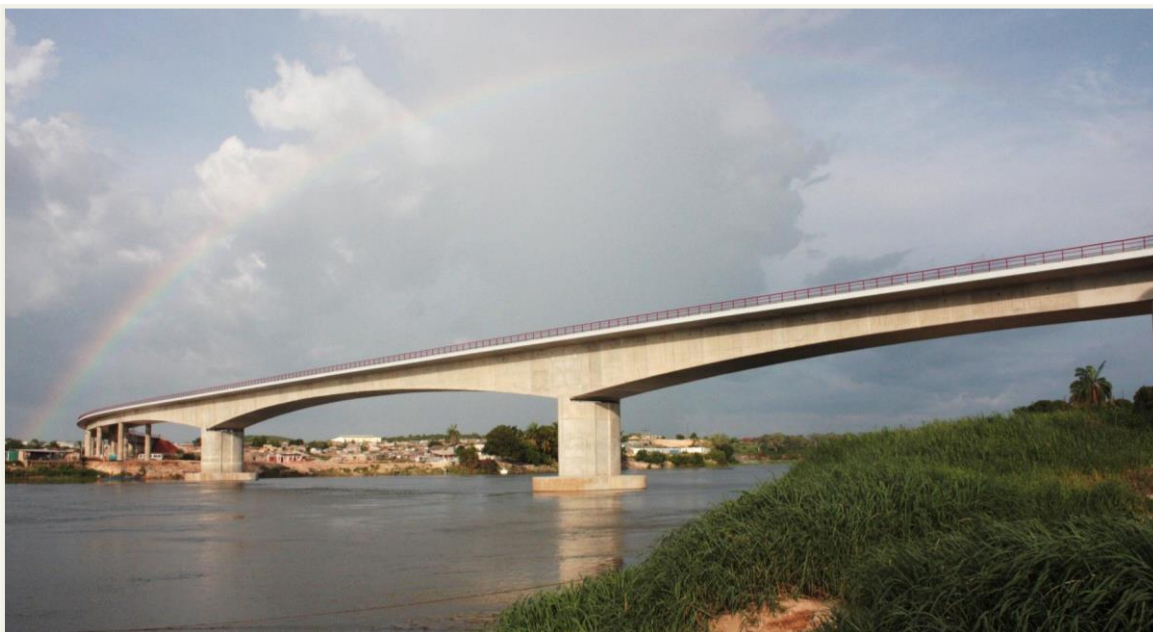


Fig. 5.17 – “Ponte 17 de Setembro” imediatamente após a sua conclusão, em de Setembro de 2010, quatro meses antes do fim do prazo

Por último, salienta-se que, à semelhança das obras apresentadas em capítulos anteriores, todas os sistemas e estruturas acessórios descritos foram alvo de projetos específicos, realizados pelo departamento de projeto da Teixeira Duarte, S.A., que foram executados de modo evolutivo com constantes adaptações às reais necessidades das equipas de produção.

5.2. FUNDAÇÕES DOS PILARES P3 E P4 DA PONTE SOBRE O RIO DOURO, EM CRESTUMA

5.2.1. RESUMO DA ABORDAGEM A ESTA INTERVENÇÃO

Neste capítulo são descritas e justificadas as soluções e os faseamentos construtivos adotados para a execução das fundações dos pilares centrais de uma Ponte sobre o rio Douro, integrada na A41, executada no âmbito da construção da nova travessia sobre a albufeira da barragem de Crestuma-Lever.

Nesta descrição são abordadas as principais opções estruturais e construtivas desenvolvidas e descritos os faseamentos que lhes estão associados, referindo as condicionantes e particularidades geotécnicas bem como as limitações de meios e de acesso que, associadas às especificidades estruturais da obra, estiveram na origem da adoção das decisões tomadas.

Além disso, destacam-se a adoção, conceção e as metodologias utilizadas na execução de “cofres”/ensecadeiras, especialmente concebidos por forma a permitir a construção dos maciços de encabeçamento das estacas de fundação “a seco”, bem como algumas das obras acessórias que, apesar de terem uma importância vital na execução dos trabalhos, são tantas vezes esquecidas ou relegadas para segundo plano, na realização de dissertações académicas.



Fig. 5.18 – Localização da ponte, na albufeira da Barragem de Crestuma/Lever

5.2.2. CONSIDERAÇÕES GERAIS DA OBRA

A travessia sobre o Rio Douro, a montante da atual barragem de Crestuma-Lever, é constituída por uma ponte em pórtico contínuo com dois tabuleiros independentes, vãos centrais de 150 m e um comprimento total de 740 m, estando dois dos pilares centrais localizados no leito do rio. O projeto estrutural, desenvolvido pela Armando Rito Engenharia, determinou que as fundações destes dois pilares, P3 e P4, fossem executadas com recurso a 18 estacas de betão armado de diâmetro Ø2000 mm, com revestimento metálico definitivo de 16 mm de espessura.

As estacas, que atravessam os estratos arenosos das formações aluvionares e Plio-pleistocénicas, vindo a ganhar encastramento no substrato xisto-grauvácico, são encabeçadas por maciços de betão armado com 4,2 m de altura e uma geometria em planta de 12 m de largura e cerca de 39,6 m de comprimento, tendo as extremidades, segundo a dimensão maior do maciço, uma geometria semicircular com 12,0m de diâmetro. As fundações dos restantes pilares e encontros são materializadas por sapatas assentes diretamente sobre o maciço rochoso.



Fig. 5.19 – Imagem aérea da ponte, após sua conclusão, ilustrando o posicionamento dos pilares centrais

5.2.3. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO

O estudo das fundações da ponte foi suportado em fase de projeto por uma campanha de prospeção geotécnica e de ensaios *in situ* e laboratoriais, contemplando 21 sondagens mecânicas, 11 perfis sísmicos de reflexão, valas de prospeção nos encontros, ensaios de resistência à compressão uniaxial, entre outros.

Na zona dos pilares P3 e P4, estes elementos foram complementados com a informação de uma segunda campanha de prospeção, elaborada com o objetivo de identificar e caracterizar o maciço xisto-grauvácico e assim confirmar os pressupostos de projeto, nomeadamente a profundidade das estacas e o seu comprimento de encastramento.

Esta campanha complementar envolveu a execução de 27 sondagens mecânicas que, conjuntamente com as 9 sondagens executadas na fase inicial, permitiu a implementação de uma sondagem por cada uma das 36 estacas dos pilares P3 e P4.

Para além dos ensaios de penetração dinâmica, nas formações arenosas, e dos ensaios de compressão simples, sobre as amostras colhidas no substrato rochoso, esta última campanha contou ainda com a execução de duas sondagens com amostragem integral, uma em cada um dos pilares, P3 e P4, com furação dupla coaxial e introdução no furo interior de um elemento rígido, solidarizado à rocha envolvente com resinas epoxídicas, permitindo a obtenção de amostras orientadas e “integrais” do maciço rochoso.

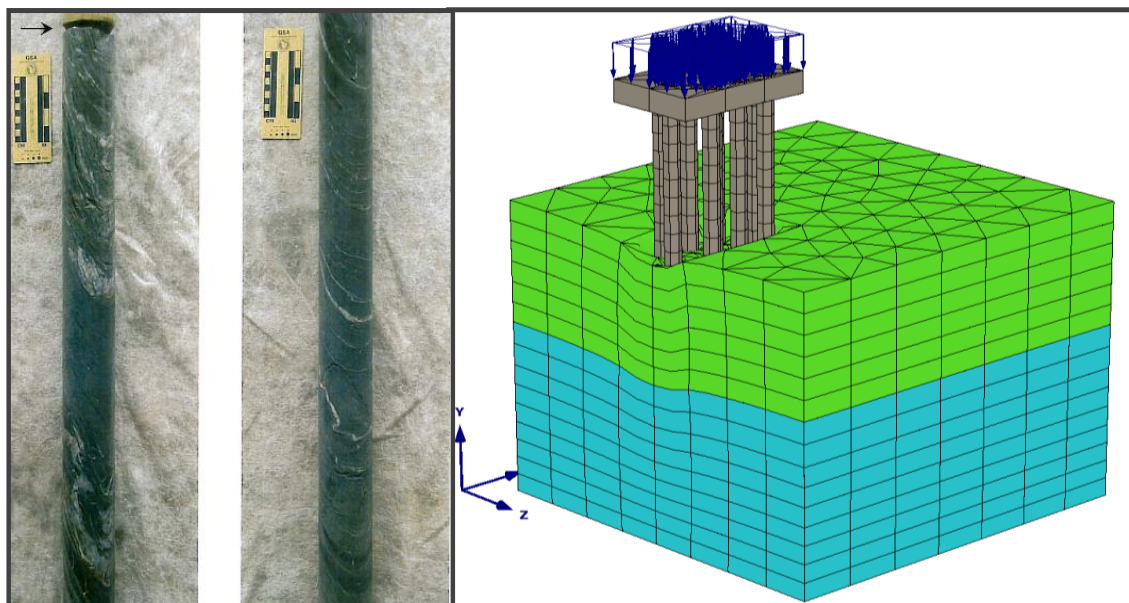


Fig. 5.20 – Imagens da amostra integral de uma sondagem (retirada na zona do maciço grauváquico) e do modelo elastoplástico de elementos finitos utilizado na modelação computacional das fundações da ponte

Resumidamente, o local onde está inserida a ponte é caracterizado pela ocorrência de formações metamórficas xisto-grauváticas, recobertas por um horizonte Plio-Plistocénico, formado por depósitos de terraço fluviais.

Nas zonas dos pilares P3 e P4, sobre as formações xisto-grauváticas ocorrem formações aluvionares arenosas que exibem espessuras de 22,0 m a 27,0 m junto ao pilar P3 e de 21,0 m a 28,0 m junto ao pilar P4.

As formações aluvionares são constituídas por areias médias a grossas, por vezes com areão e seixos rolados, passando a areias médias a finas, na transição para os xistos luzentes, cinzentos-escuros, do Complexo Xisto-Grauváquico.

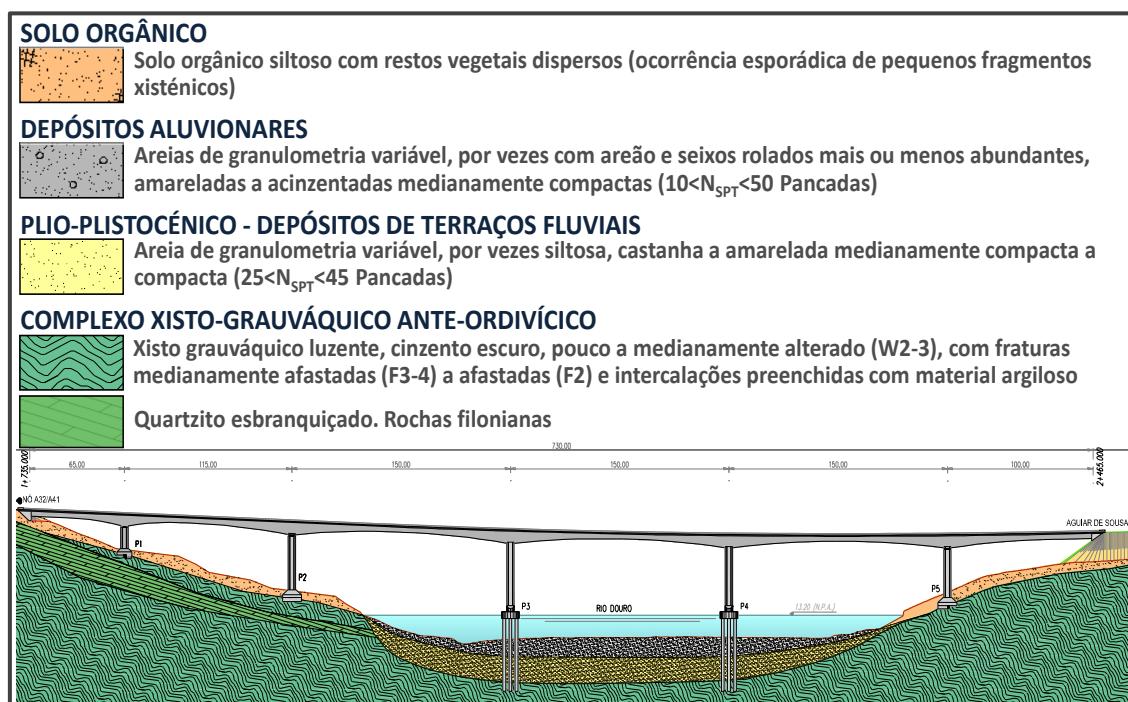


Fig. 5.21 – Corte Geológico ao longo do eixo da Ponte sobre o rio Douro na albufeira da Barragem de Crestuma/Lever

5.2.4. EXECUÇÃO DAS ESTACAS DE FUNDAÇÃO DOS PILARES P3 E P4

5.2.4.1. Descrição da solução adotada

As estacas dos pilares P3 e P4 (18 por pilar) localizam-se no leito do Rio Douro, respetivamente a cerca de 90 m e 130 m de distância das margens. As estacas têm um diâmetro nominal de 2,0 m e um comprimento efetivo entre 24,0 m e 36,0 m, acrescido da altura da lâmina de água, que é de cerca de 15,0 m.

A reduzida compacidade das areias e os riscos associados à sua eventual instabilização, durante os trabalhos de perfuração na rocha, foram determinantes na decisão de levar o entubamento metálico definitivo até ao topo do substrato rochoso.

A solução construtiva adotada para a execução das estacas, tendo em conta os condicionamentos impostos pelas dimensões da eclusa da barragem de Crestuma Lever, da elevada profundidade da lâmina de água e do posicionamento das estacas em relação à margem, consistiu na cravação dos tubos metálicos com vibrador hidráulico suspenso em grua de lagartas e na subsequente furação através do interior dos tubos, com os equipamentos a operar sobre pontões flutuantes.

Para a ligação entre as margens e os maciços dos pilares foram construídos passadiços provisórios, permitindo a circulação de pessoas e o transporte de betão e de energia elétrica, necessários para a execução dos trabalhos.

5.2.4.2. Estaleiro, cais de embarque e meios flutuantes

Para além dos estaleiros centrais e industriais, a obra contou com a disponibilização de dois cais para o embarque de equipamento e de materiais.

O cais existente na Central Termoelétrica da Tapada do Outeiro, entretanto desativada, localizado na margem direita, a cerca de 400 m da frente de trabalho, foi escolhido para a instalação do estaleiro de frente de obra e do estaleiro de produção das armaduras.

O elevado desnível entre a cota do cais e a cota do convés do pontão inviabilizou a sua utilização para o embarque dos equipamentos, obrigando a deslocação do local de embarque para o cais da Várzea do Douro, a cerca de 27 km a montante do local da obra.

As condições de navegabilidade impostas pela eclusa da barragem de Crestuma Lever, que restringem a eclusagem a embarcações até 11,4 m de boca e 3,8 m de calado, condicionaram a utilização de pontões com largura superior ao indicado e precipitaram a utilização de um pontão modular, transportado por via terrestre e montado na água a partir do cais de embarque da Várzea do Douro, localizado a montante da barragem.

O pontão modular foi utilizado para suportar a grua de 200 toneladas de capacidade e o equipamento de furação (pesando 95 toneladas em operação e impondo ações horizontais associadas a 300 kNm de *torque*), apresentava uma área total de 36,6 m × 17,1m e 1,83 m de altura e estava equipado com quatro *spudlegs* de 22 m de comprimento, para estabilização no leito. Para o transporte dos materiais, nomeadamente dos tubos e das armaduras, foi utilizado um batelão auxiliar de apoio com 51,3 m × 7,7 m com 2,6 m de altura.

A necessidade de aumentar os rendimentos de execução das estacas, devido aos constrangimentos inerentes ao aprovisionamento dos tubos metálicos, levou à instalação de um segundo pontão operacional, de menores dimensões, reforçado com flutuadores laterais, onde se instalou o equipamento de furação.

5.2.4.3. Passadiços de acesso aos pilares do rio

Para acesso de pessoas e para o transporte de betão, água e energia elétrica, ao local de implantação dos pilares P3 e P4, foram construídos dois *jetties* concebidos em estrutura metálica modular, apoiada em estacas materializadas por tubos metálicos de Ø820 mm com cerca de 26 m de comprimento, afastados de 12 m e cravados nas formações arenosas do leito da albufeira até aproximadamente 9 m de profundidade.

O tabuleiro metálico, formado por 2 vigas IPN320, devidamente contraventadas no seu plano horizontal, comportava uma zona de circulação de 1,50 m de largura, pelo qual se procedia o acesso de trabalhadores, e uma altura livre entre o nível de pleno armazenamento da albufeira e a parte inferior das vigas metálicas de cerca de 2,0 m.

Nas zonas exteriores ao guarda corpos, foi montada uma linha com tubagem metálica de alta pressão Ø125 mm para o transporte do betão, um tubo corrugado para infraestruturas elétricas e um tubo de 2" para circulação de água.



Fig. 5.22 – Passadiços de acesso às fundações dos pilares P3 e P4

As estacas foram cravadas por meio de um vibrocravador suspenso numa grua de lagartas e trabalhando sobre um pontão. A estrutura do passadiço foi pré-montada nas margens em módulos de 12 m e colocada sobre as estacas metálicas, previamente cravadas.

5.2.4.4. Fabrico e cravação dos tubos de revestimento

As 36 estacas de fundação dos pilares P3 e P4 foram executadas com recurso a um revestimento metálico definitivo. Os tubos de encamisamento têm um diâmetro nominal de 2050 mm, são dotados de 16 mm de espessura e têm comprimentos variáveis entre os 38 m e 45 m, correspondentes a penetrações mínimas de 23 m e máximas 30 m ($23+15 = 38 \text{ m} < L_{\text{tubos}} < 30+15 = 45 \text{ m}$).

Os tubos foram fabricados em troços de cerca de 20 m e transportados em batelões até ao local de implantação das estacas.

Tendo em conta a necessidade de proteger as extremidades dos tubos durante o atravessamento dos estratos mais compactos e perante a ação das pinças do vibrocravador, as suas extremidades foram reforçadas com anéis metálicos numa extensão de 0,5 m.

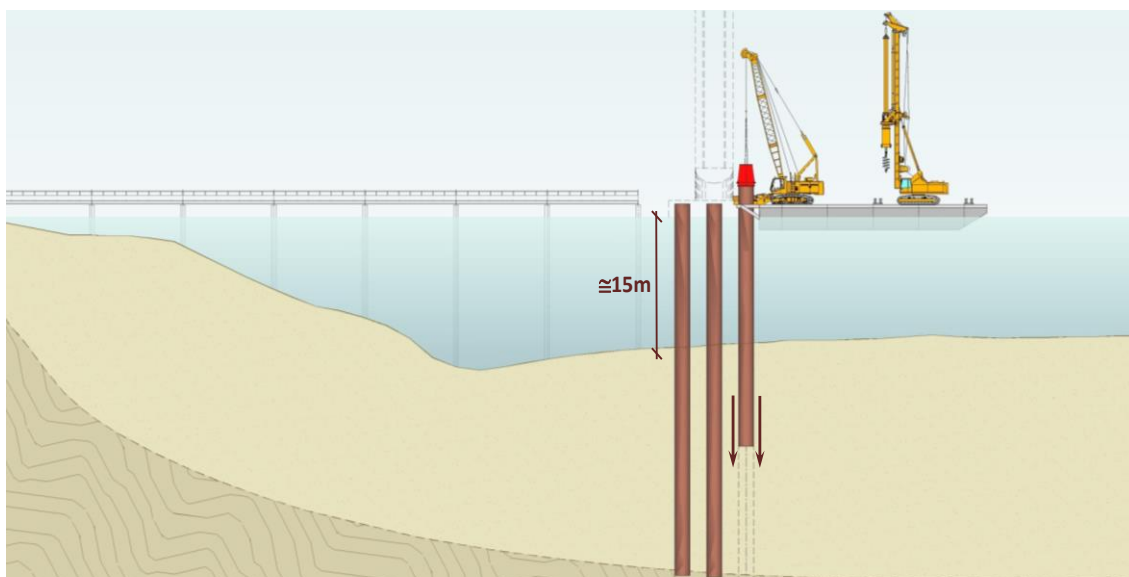


Fig. 5.23 – Esquema ilustrando a cravação dos tubos de encamisamento com recurso a vibrocravador suspenso por grua a operar a partir de batelão

Tendo em atenção as baixas tolerâncias de implantação das estacas, o posicionamento dos tubos foi feito utilizando um “gabarit” de guiamento fixo no pontão. A sua verticalidade e o controlo final foram feitos com recurso a leituras topográficas.



Fig. 5.24 – Imagens dos trabalhos preparatórios realizados para cravação dos tubos

Com o decorrer dos trabalhos e perante as dificuldades encontradas na penetração dos tubos devido ao aumento de compacidade das areias, por efeito da vibrocravação, decidiu-se aumentar para três, o número de troços de tubo para cada estaca, o que implicou o aumento do número de soldaduras realizadas *in situ*.

Suspensos por grua de lagartas de 200 toneladas, os tubos foram descidos até ao leito do rio, penetrando parcialmente nas areias com o seu peso próprio e fazendo os ajustes necessários de posicionamento e de verticalidade. Cravado o primeiro troço com recurso a um vibrocravador

do tipo PTC-120HD, os tubos foram prolongados com os troços subsequentes com recurso a soldaduras topo a topo e submetidos a ensaios através de ultra sons.

Sempre que necessário a vibrocravação foi complementada com a furação das areias pelo interior dos tubos, utilizando *grabs* de escavação, bombas de sucção com injeção de água ou através do sistema *jet water air lift*.

Apesar da simplicidade do processo, já que qualquer um dos sistemas referidos podia ser movimentado através da grua principal, a compactação subsequente das areias associada à vibração transmitida ao terreno durante a própria cravação do tubo (vibrocompactação involuntária), aumentando as dificuldades de desagregação desse material, levou à adoção da solução de perfuração com baldes de escavação ligados a varas *kelly* múltiplas, montadas no equipamento de furação Bauer BG30.



Fig. 5.25 – Cravação dos tubos de encamisamento das estacas de fundação da ponte

Os tubos foram cravados até ao afloramento do substrato rochoso, sendo a sua penetração limitada à espessura das camadas superficiais, mais alteradas, evitando assim a ovalização ou danificação da base do tubo, apesar do reforço executado.

Nas situações em que a dureza e a inclinação da superfície de contacto impediram a penetração de todo o contorno do tubo na rocha, foram executadas furações em avanço com recurso a trados rocha ou a *carotiers*, prosseguindo posteriormente com a sua recravação.

É importante salientar a importância das informações obtidas através das sondagens mecânicas em cada ponto da estaca, uma vez que estas se revelaram determinantes no sucesso destas operações.

A implementação de metodologias para a penetração (atravessamento) da totalidade do perímetro do tubo no substrato rochoso, como a descrita no parágrafo anterior, são de extrema importância para garantir a qualidade de execução de estacas entubadas. Com efeito, a ausência dessa totalidade de atravessamento poderá conduzir à constituição de janelas, propiciando a entrada de areia e provocando o assoreamento do furo, no decorrer das operações de betonagem, o que comprometerá a integridade do fuste da estaca e a sua capacidade resistente.

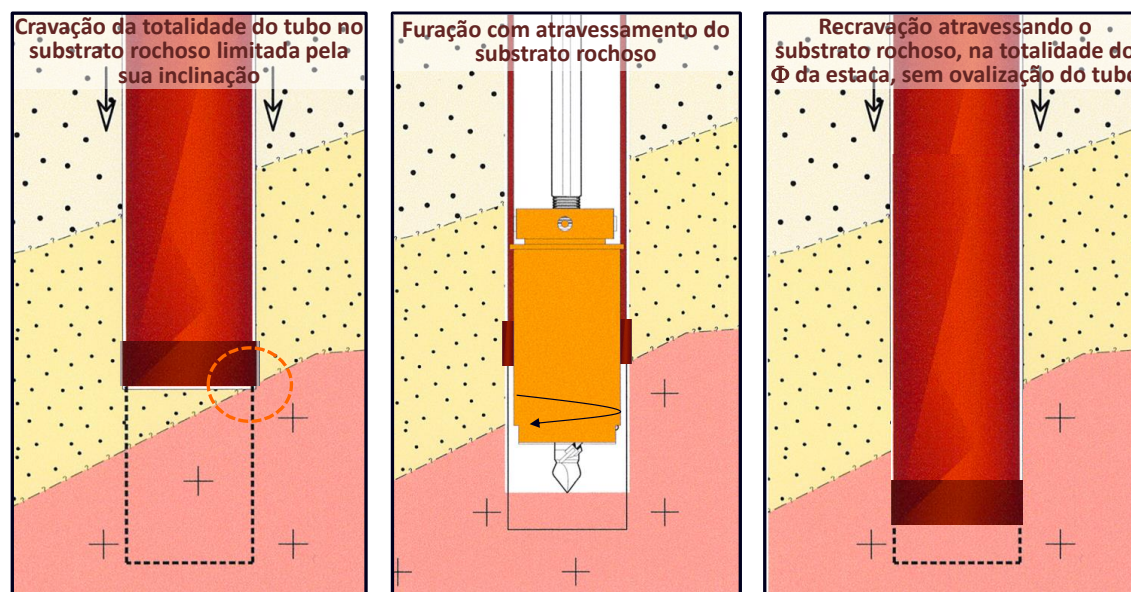


Fig. 5.26 – Metodologia usada na cravação dos tubos, por avanço, para penetração no substrato rochoso

5.2.4.5. Furação, colocação de armaduras e betonagem das estacas

Tal como referido anteriormente, as operações inerentes à furação ($\Phi 2000$ mm, executada pelo interior dos tubos de revestimento com recurso a equipamento de furação dotado de “vara kelly”) e à introdução da armadura no interior dos furos (executada por suspensão em grua) foram operadas a partir dos meios flutuantes.

A betonagem submersa das estacas foi realizada com o transporte do betão até ao topo do “tremie” assegurado por linhas de bombagem, montadas sobre os passadiços provisórios de acesso.

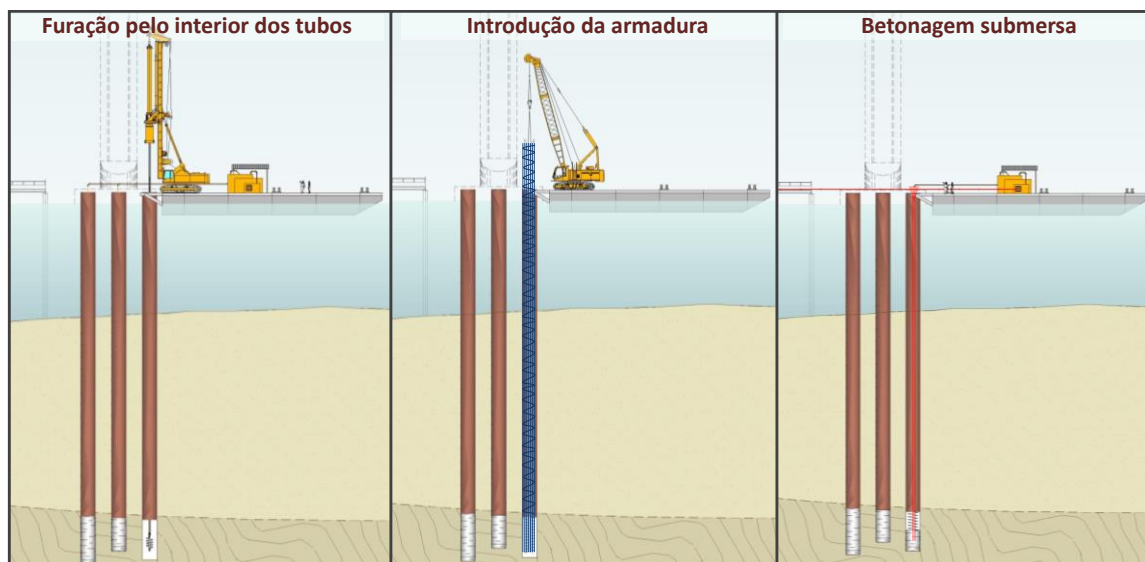


Fig. 5.27 – Esquemas das operações de furação, introdução da armadura e betonagem das estacas de fundação da ponte

A profundidade das estacas e o seu comprimento de encastramento foram definidas, estaca a estaca, tendo em conta as cargas atuantes e as características geomecânicas exibidas pelo substrato rochoso, nomeadamente a resistência à compressão, módulo de deformabilidade, grau de alteração e de fracturação.

Os comprimentos de encastramento definidos em projeto, e executados em obra, variaram entre 2,2 m e 6,9 m o que traduz bem o reduzido rigor associado à utilização sistemática da regra dos três diâmetros da estaca (que se traduziria em 6,0m de encastramento), habitualmente definida nas condições gerais inseridas nos cadernos de encargos.

Este aspeto torna-se especialmente relevante tendo em conta o facto de, tal como referido anteriormente, a furação de encastramento no substrato rochoso ter sido efetuada através de ferramentas especiais de corte, nomeadamente os trados progressivos para rocha e os *carotiers*, cuja utilização é bastante onerosa e demorada.

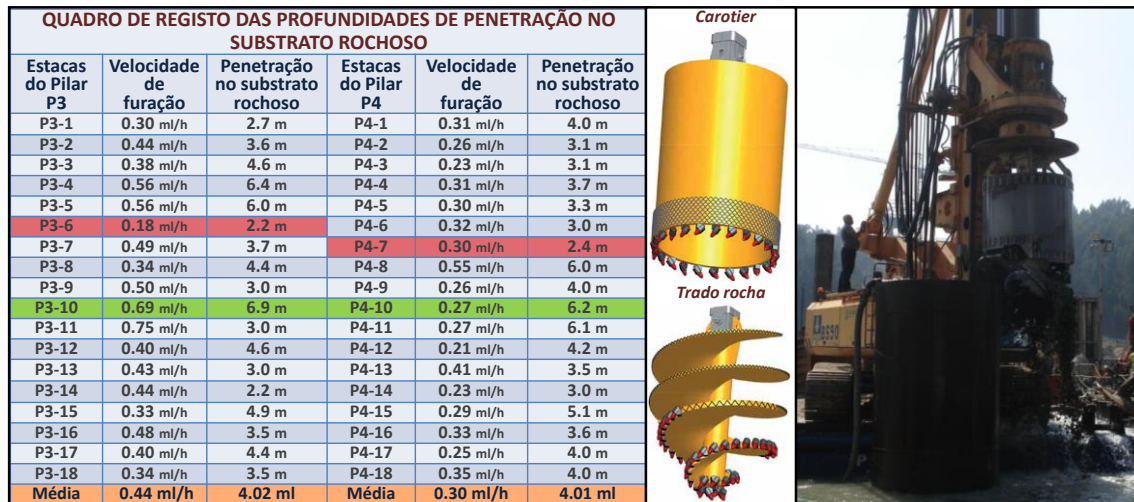


Fig. 5.28 – Registo das penetrações no estrato rochoso adotadas para as estacas de fundação e imagens das ferramentas de corte utilizadas no atravessamento do substrato rochoso

O sucesso na penetração do tubo nos xistos, impedindo a entrada franca das areias, permitiu a conclusão da furação sem necessidade de utilização de fluidos estabilizadores poliméricos ou bentoníticos. Contudo e por forma a evitar a sedimentação subsequente das partículas mais finas, em suspensão, foi necessário proceder-se à reciclagem da água no interior do tubo, utilizando para o efeito uma bomba de sucção. Esta operação de limpeza do fundo do furo é morosa mas fundamental para a qualidade final da estaca.



Fig. 5.29 – Imagens das operações de furação pelo interior dos tubos de revestimento

As armaduras das estacas foram fabricadas em estaleiro junto ao cais existente na Central Termoeletrica da Tapada do Outeiro, em troços de cerca de 23 m de comprimento médio (num máximo de 26 m), com a execução de um empalme em obra.

Para além da armadura propriamente dita, foram deixados negativos metálicos de 3” de diâmetro, para a posterior execução de ensaios de verificação da continuidade e homogeneidade do fuste das estacas, através de diagrafia sónica.

É importante referir que as operações associadas à suspensão, movimentação, posicionamento e introdução das armaduras no interior do tubo de revestimento das estacas foram objeto de projetos específicos, executados no sentido de dimensionar todas as estruturas auxiliares necessárias ao sucesso destas operações.

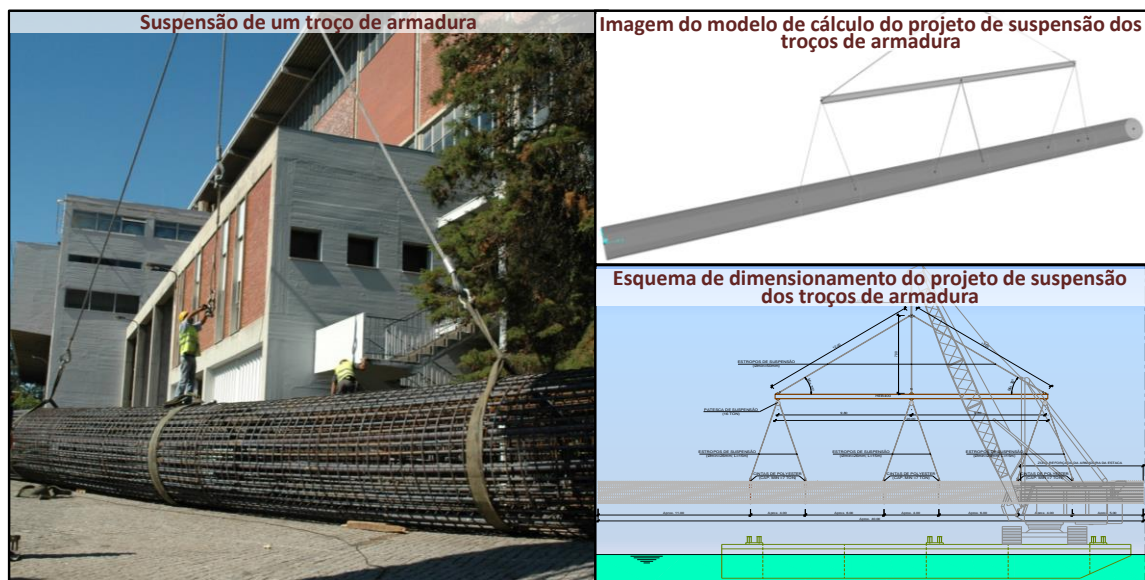


Fig. 5.30 – Esquema do modelo de cálculo, esboço de dimensionamento e imagem das operações de suspensão para movimentação de um troço de armadura



Fig. 5.31 – Suspensão e posicionamento da armadura no interior de um furo de uma estaca e pormenor da execução de um empalme entre 2 troços

A betonagem foi a etapa final de execução das estacas. O betão foi colocado utilizando a técnica de betão submerso com recurso a tubos *tremie*, sendo o seu transporte até à boca do furo feito

através das linhas de bombagem montadas nos passadiços provisórios, utilizando bombas de betão do tipo Putzmeister 1408D e 1409D.



Fig. 5.32 – Betonagem das estacas de fundação

5.2.5. EXECUÇÃO DOS MACIÇOS DE ENCABEÇAMENTO DAS ESTACAS

5.2.5.1. Descrição da solução adotada

Findas as operações de betonagem das estacas de fundação estava-se em condições de iniciar a construção dos seus maciços de encabeçamento. Os maciços, funcionando como elementos de transição entre as estacas de fundação e os pilares P3 e P4, foram projetados prevendo que a sua base fosse posicionada a cerca de 2,7 m abaixo do nível de pleno armazenamento e a cerca de 1,0 m abaixo do nível médio da albufeira.

A elevada altura da lâmina de água, com cerca de 15,0 m, e a fracas características geomecânicas das formações aluvionares do leito do rio (a baixas profundidades), desaconselharam a utilização de ensecadeiras com estacas prancha, abrindo caminho para a conceção de uma solução que permitisse a betonagem dos maciços a seco e sem necessidade de realização de extensos trabalhos subaquáticos.

Deste modo, concebeu-se uma metodologia de execução dos maciços de encabeçamento que consistiu na montagem de um “cofre” que, dotado de um “rolhão” em betão armado (executado por betonagem submersa), foi dimensionado por forma a funcionar como ensecadeira e elemento de cofragem perdida, permitindo a execução dos trabalhos “a seco”.

5.2.5.2. Elementos pré-fabricados dos cofres

A montagem dos dois “cofres” (um por maciço) e o seu posicionamento no local foi efetuada através de uma grua de rastos de 110 toneladas, operando sobre uma plataforma flutuante com 45 m × 10 m.

A limitação associada à capacidade de elevação da grua, foi ultrapassada concebendo peças com dimensões e peso passíveis de movimentação em segurança. Este facto esteve na origem da segmentação do cofre em 23 peças pré-fabricadas, com peso compatível com as capacidades da grua.

Esses elementos eram constituídos por 10 peças primárias, dotadas de laje de fundo e paramento vertical de apenas 3 m de altura (por questões associadas às limitações de peso de cada peça), e 13 peças secundárias que funcionavam como complemento de altura (1,70 m) dos paramentos verticais das 10 peças primárias.

Este facto implicou a necessidade de prever sistemas de acoplagem entre peças, previamente posicionadas segundo uma sequência definida, que lhes conferisse uma ligação compatível com o seu funcionamento em conjunto.

Estes elementos de betão armado foram pré-fabricados em estaleiro, transportados para o local através de meios aquáticos e posteriormente posicionados sobre os sistemas de transferência de carga.



Fig. 5.33 – Alguns elementos do cofre armazenados no estaleiro de pré-fabricação

A conceção de todo este sistema foi executada tendo em conta a envolvente de esforços máximos associada à simulação de todas as situações decorrentes do processo de transporte e posicionamento dos elementos pré-fabricados do “cofre”.

Para o efeito, o Departamento de Projeto da Teixeira Duarte desenvolveu modelos tridimensionais de cálculo que permitiram efetuar o dimensionamento das peças pré-fabricadas de betão armado e dos elementos estruturais necessários à sua suspensão (olhais, cadernais, rigidificadores e quadros metálicos de suspensão), aferindo os esforços de elevação (e a distância operacional que lhes está associada) com a capacidade das gruas.

Com a elaboração desses modelos computacionais obtiveram-se previsões detalhadas das forças de elevação associadas a cada peça pré fabricada de betão armado. As peças primárias, com pesos entre 290 kN e 414 kN, implicaram forças máximas de suspensão nos cadernais de 216 kN e as secundárias, com pesos de aproximadamente 70 kN, implicaram cargas máximas de suspensão nos cadernais de 35 kN.

A elevação e posicionamento controlado das peças primárias do “cofre”, alinhando os negativos das lajes de fundo em torno das estacas de betão armado (previamente executadas), foi feito com auxílio de uma estrutura de suspensão, constituída por um quadro metálico em perfis HEB280 e por oito cadernais de 100 kN e 250 kN e respetivos olhais de suspensão.

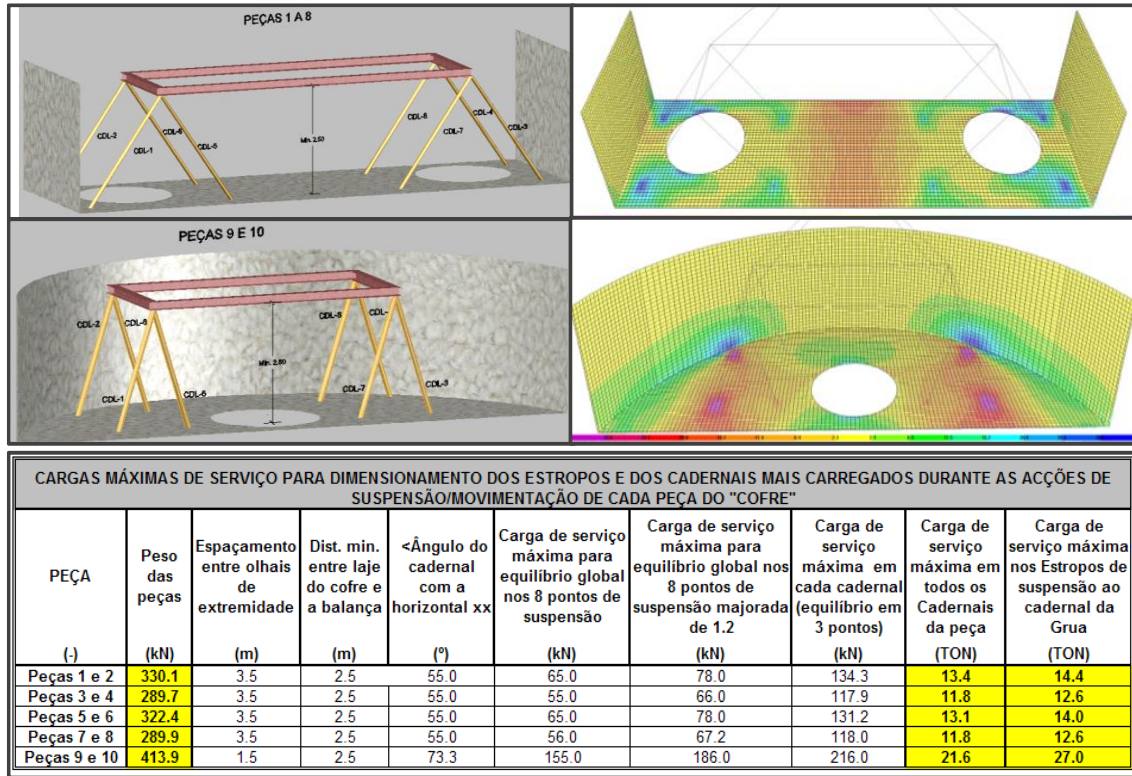


Fig. 5.34 – Esquemas de dimensionamento, modelos de cálculo e cargas de suspensão para movimentação e posicionamento das peças primárias do cofre

5.2.5.3. Sistema de transferência de carga entre o cofre e as estacas de fundação

Os 10 elementos primários de cada “cofre” foram posicionados e acoplados, entre si, seguindo metodologias e faseamentos criteriosos, após a sua prévia colocação sobre alinhamentos de vigas metálicas HEB300.

De salientar que o posicionamento das peças pré-fabricadas de betão armado sobre essas vigas metálicas foi precedido da colocação de “anéis” metálicos de suporte, montados a uma cota altimétrica compatível com o correto posicionamento do maciço, tal como previsto no Projeto de Execução da Ponte.

Esse facto implicava a montagem submersa desses anéis, a uma cota sensivelmente 3,7m abaixo do nível de pleno armazenamento da albufera, que corresponde a 2 m, abaixo do seu nível médio, que é sensivelmente correspondente ao valor do nível de água durante a execução dos trabalhos.

Os “anéis” do sistema de transferência de carga eram constituídos por conjuntos de chapas metálicas, sendo algumas calandradas por forma a envolver os tubos de revestimento das estacas de betão armado, tendo sido dimensionados de modo a poder transmitir o peso dos elementos estruturais constituintes do “cofre” às estacas de fundação (previamente executadas).

Estes elementos foram alvo de um dimensionamento minucioso, simulando as cargas advenientes das peças do cofre em todas as fases da intervenção, tendo sido determinadas as espessuras das chapas constituintes dos anéis e o sistema de conexão entre as suas duas metades (nº, tipo e nível de pré-esforço de aperto dos parafusos de ligação), por forma a garantir a estabilidade de toda a solução.

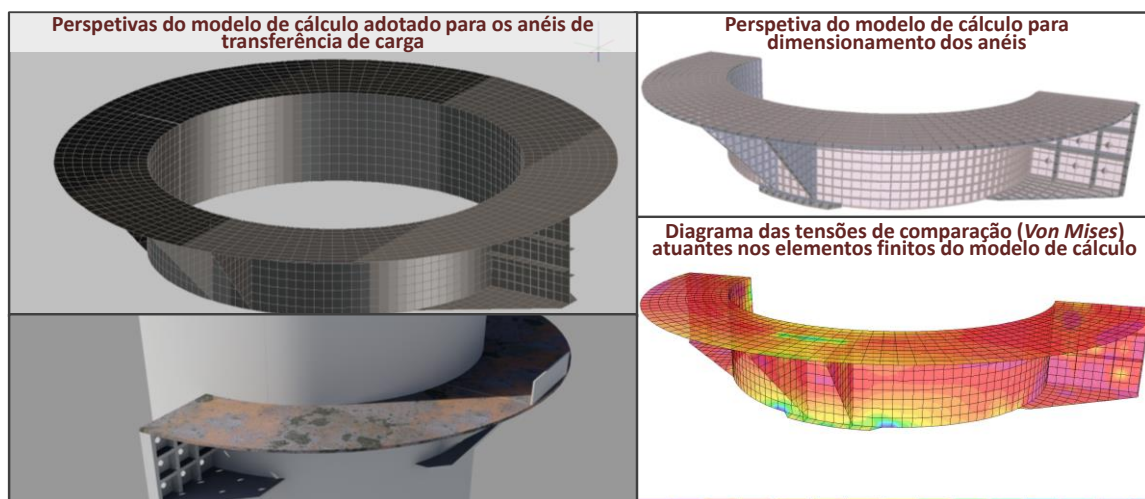


Fig. 5.35 – Perspetivas e modelo de cálculo para o dimensionamento dos anéis do sistema de transferência de carga

Estes elementos implicaram a conceção de sistemas de conexão, entre os referidos “anéis” e as estacas, recorrendo a “uniões de aperto por esmagamento”, materializadas pela utilização de ligações aparafusadas pré-esforçadas, de fácil aplicação submersa (com recurso a mergulhadores). O pré-esforço que assegura a transmissão de carga entre os dois elementos (estaca/anel) foi materializado pela aplicação de torque a 18 parafusos M36 (com um valor mínimo de projeto de 500 Nm), mobilizando o aperto relativo das duas metades constituintes de cada anel (uma contra a outra) e, consequentemente, uma pressão radial de aperto do sistema em cada tubo de revestimento das estacas.

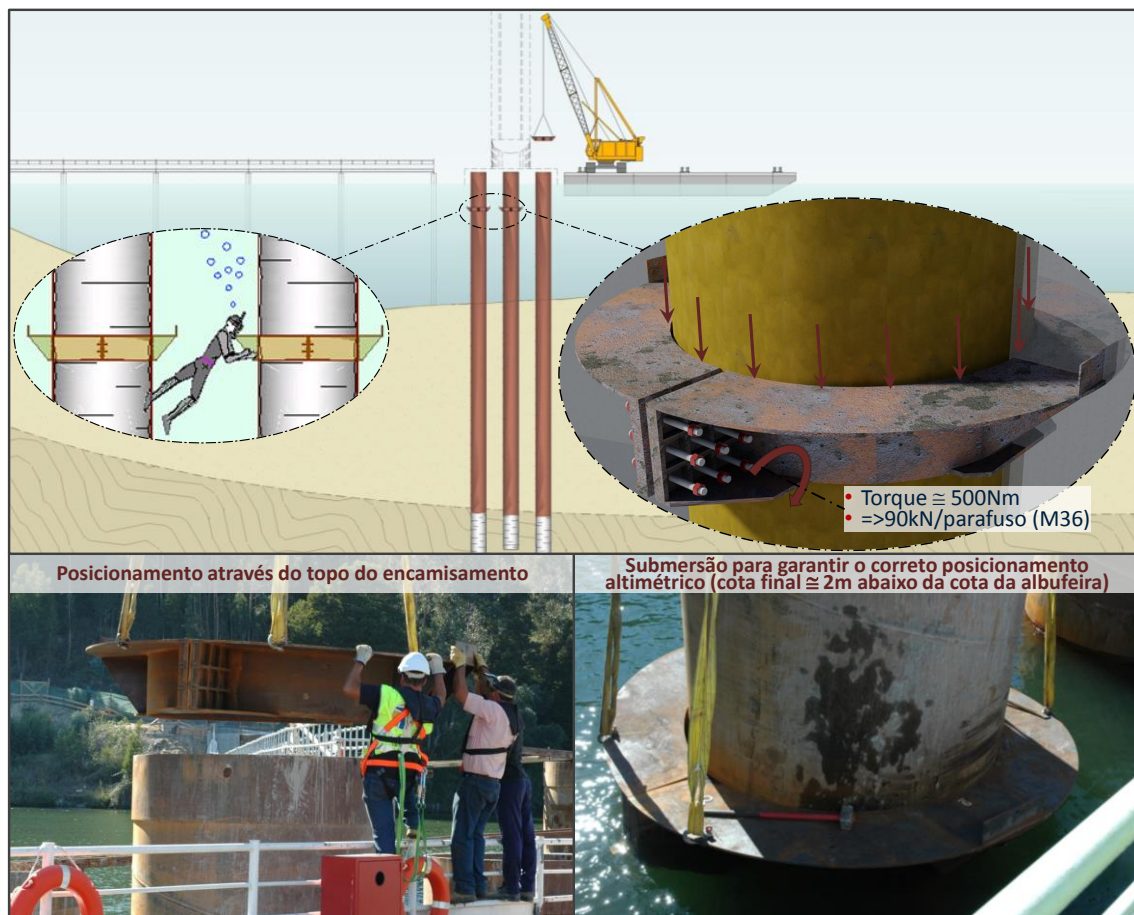


Fig. 5.36 – Esquemas de faseamento e imagens ilustrando o posicionamento a montagem dos anéis em torno das estacas de fundação

O sistema de transferência de carga implicou ainda a disposição de 6 fiadas paralelas de perfis metálicos (HEB300) que, colocados sobre os anéis suporte, no alinhamento da maior dimensão do maciço ($\cong 39,6$ m), constituíram uma grelha estrutural de suporte compatível com as cargas associadas ao peso das peças do cofre e do “rolhão” de selagem.

Por forma a garantir a estanquidade das peças do cofre em torno dos tubos de encamisamento, permitindo a selagem entre estes dois elementos sem perda de material, o sistema foi complementado pela colocação de anéis metálicos de estanquidade que, dispostos sobre os perfis metálicos no perímetro de cada tubo, foram forrados no seu perímetro interior com uma camada de neopreno de 5 cm de espessura.



Fig. 5.37 – Elementos complementares do sistema de transferência de carga

Cada um dos elementos primários pré-fabricados era constituído por uma peça base específica, incorporando uma laje de fundo com 0,20 m de espessura e paredes laterais, também com 0,20 m de espessura e 3,0 m de altura.

As peças primárias, constituintes do cofre de betão armado pré-fabricado, foram executadas deixando negativos na zona de implantação das estacas, formando aberturas com 2,20 m de diâmetro (constituindo um folga de cerca de 8 cm em todo o perímetro do diâmetro exterior dos tubos de encamisamento das estacas).

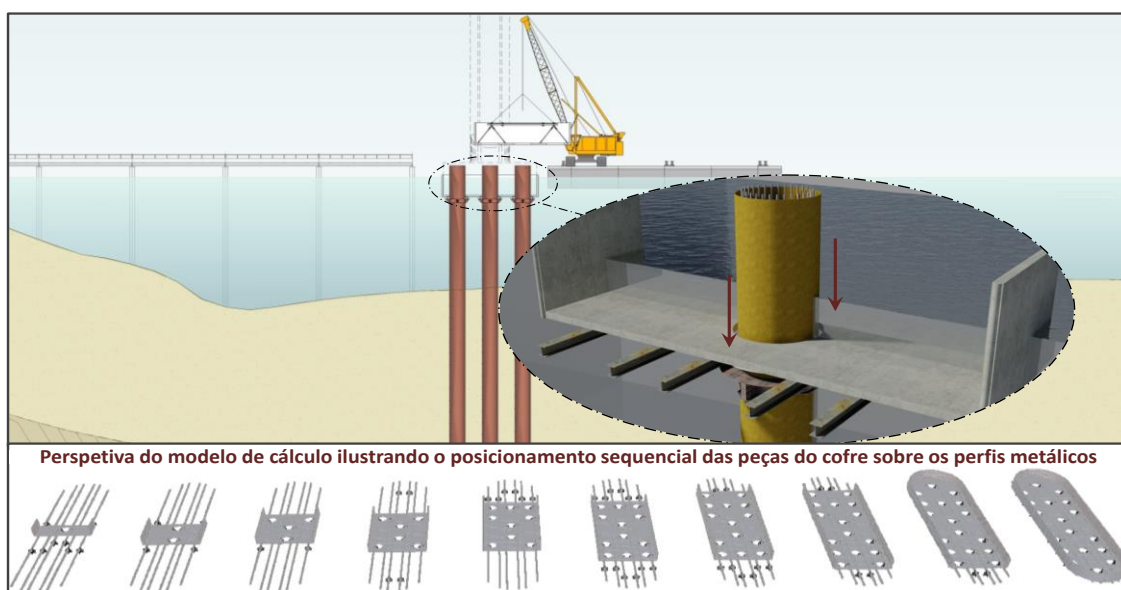


Fig. 5.38 – Esquema de posicionamento e imagens do modelo, ilustrando a colocação sequencial das 10 peças primárias de cada cofre

A ligação entre os elementos pré-fabricados do cofre foi estabelecida pela incorporação de inúmeras cantoneiras metálicas (no perímetro de contacto entre peças), que permitiram formar a conexão entre peças adjacentes através do aperto de parafusos M20. Com vista a melhorar a estanquidade do cofre, as paredes de contacto entre peças confinantes foram betonadas com uma geometria compatível a uma ligação macho/fêmea entre elementos adjacentes.



Fig. 5.39 – Posicionamento das peças do cofre sobre o sistema de transferência

Após conclusão dos trabalhos de acoplamento das 10 peças primárias que o constituem, a geometria interna da laje do cofre apresentava uma área idêntica à área exterior do maciço de projeto, mas dotada de negativos no local de implantação das estacas de fundação.

Procedeu-se de seguida à sua selagem/ligação aos tubos metálicos de encamisamento das estacas de fundação. Para essa operação recorreu-se a uma argamassa de alta resistência passível de aplicação submersa. Após colocação de grelhas pré-fabricadas das armaduras de cálculo, executava-se a betonagem submersa de um “rolhão” de fundo, dimensionado para as ações da impulsão hidrostática (gerada após bombagem da água interior) e para as ações correspondentes ao peso da betonagem definitiva do maciço.

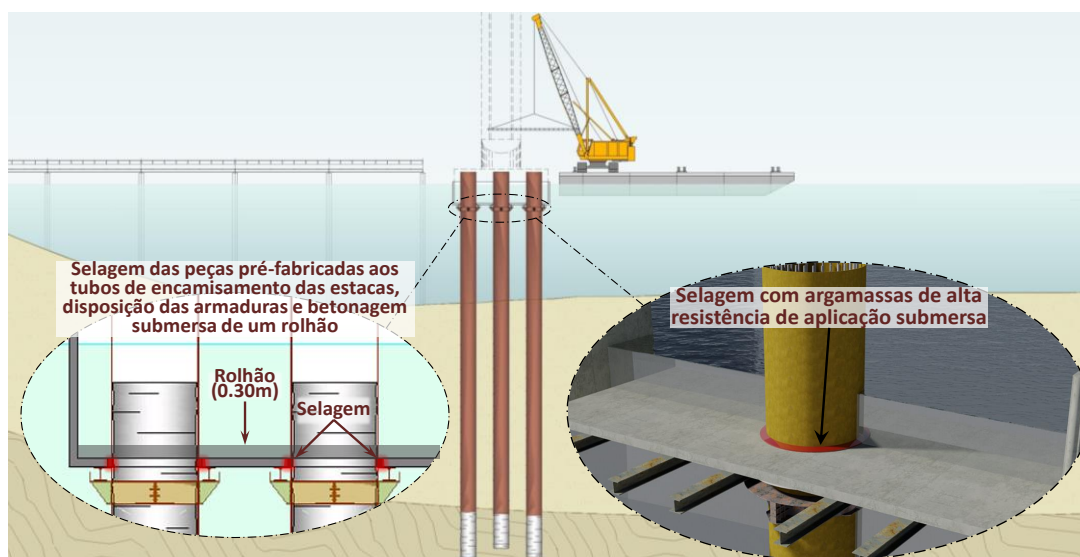


Fig. 5.40 – Selagem do cofre aos tubos de encamisamento e execução do “rolhão” de betão armado

5.2.5.4. Execução dos maciços de encabeçamento das estacas de fundação

Com o “rolhão” de fundo executado, realizou-se a bombagem da água existente no interior do “cofre”, transformando-o numa ensecadeira capaz de permitir a execução dos trabalhos subsequentes, de construção do maciço de encabeçamento, a seco, e com condições privilegiadas de acesso.

Desses trabalhos destacam-se o corte dos tubos metálicos de encamisamento das estacas (acima da cota de topo do “rolhão”), o saneamento do betão à cabeça das estacas, a disposição das armaduras e início da 1ª fase de betonagem do maciço de encabeçamento das estacas de fundação.



Fig. 5.41 – Execução do maciço de fundação utilizando o “cofre” como ensecadeira

A geometria final do “cofre” foi complementada, posteriormente, pela colocação de um segundo nível de painéis, com 1,70 m de altura, acoplados às peças base, garantindo assim uma altura total de cofre de 4,70 m (descontando os 0,20 m de espessura da laje de fundo das peças e os 0,30 m do “rolhão” de fundo garantiam-se os 4,20 m, úteis, necessários para betonagem do maciço de Projeto).

Tal como muitas das medidas adotadas durante a construção da ponte, esta medida foi implementada por forma a aliviar o peso das peças primárias, tornando-as passíveis de movimentação através de uma grua de 110 toneladas de capacidade (movimentando peças de 41,4 toneladas, a 15 m do eixo da grua, a partir de um batelão).

A betonagem do maciço de encabeçamento das estacas foi realizada em três fases, após saneamento da cabeça das estacas e montagem das armaduras do maciço de encabeçamento das estacas.

A betonagem da primeira fase foi efetuada com 1,0m de altura, após a qual foram montados e acoplados os painéis secundários do “cofre” (um total de 13 elementos pré-fabricados com 1,70 m de altura). Atingido o endurecimento do betão, correspondente à primeira fase de betonagem, executaram-se as betonagens subsequentes, com 1,70 m e com 1,50 m, até atingir a altura total de 4,20 m.



Fig. 5.42 – Conclusão da betonagem dos maciços e “arranque” dos pilares da ponte

Todas as operações referidas neste capítulo foram executadas após desenvolvimento de inúmeros projetos por parte do Departamento de Projeto da Teixeira Duarte (comumente designados como auxiliares). Esses projetos, elaborados em estreita colaboração com a frente de obra, tiveram como objetivo o dimensionamento dos elementos estruturais secundários e a definição dos faseamentos de execução por forma a adotar soluções construtivas que se revelassem eficientes face a todas as condicionantes existentes.

5.2.6. CONSIDERAÇÕES ACERCA DAS OPÇÕES CONSTRUTIVAS ADOTADAS

A organização de um estaleiro e o dimensionamento dos meios de execução de estacas de grande diâmetro no leito de um rio estão profundamente dependentes das soluções construtivas projetadas.

Na situação específica da Ponte sobre o Rio Douro, em Crestuma, em que dois dos seus pilares estão localizados na albufeira da barragem, as fortes restrições inerentes à instalação dos meios flutuantes (limitados pelas dimensões das eclusas) e, consequentemente, dos equipamentos mobilizados foram condicionantes na definição do próprio processo construtivo das estacas e dos respetivos maciços de encabeçamento.

Outras características que se revelaram decisivas nas opções construtivas adotadas, especialmente no que à construção dos maciços diz respeito, foram as especificidades geotécnicas e a elevada profundidade de água.

A implementação de estruturas acessórias, tais como os *jetties* de ligação entre as margens e os locais de construção dos pilares, permitindo a circulação de pessoas e o transporte de betão e

energia elétrica, necessários para execução dos trabalhos, relevaram-se cruciais para o desenvolvimento dos trabalhos subsequentes.

A solução de cofres, em elementos pré-fabricados, funcionando simultaneamente como ensecadeira e como cofragem para a execução do maciço de encabeçamento das estacas, permitiu, não só realizar os trabalhos abaixo do nível das águas da albufeira, a seco, mas também, prescindir da execução das tradicionais ensecadeiras em estaca prancha que, tendo em conta a particularidades da intervenção, teriam implicações negativas no seu custo e prazo.



Fig. 5.43 – Imagem da Ponte sobre o rio Douro na albufeira da barragem de Crestuma/Lever imediatamente após a sua conclusão

6

ESTRUTURAS ESPECIAIS DE ACESSO PARA TRABALHOS SUBAQUÁTICOS DE REABILITAÇÃO E REFORÇO DE FUNDAÇÕES DE PONTES EXISTENTES

6.1. ENQUADRAMENTO E PARTICULARIDADES DE INTERVENÇÕES DE REABILITAÇÃO E REFORÇO DE FUNDAÇÕES

A valorização do conceito de sustentabilidade na indústria da construção levou à incorporação de conceitos tão importantes como a preservação ambiental, a minimização das emissões energéticas e a proteção dos valores culturais/patrimoniais do edificado nas análises custo benefício.

Neste contexto, uma ponderação sobre a execução de uma construção nova, em contraposição à reabilitação de uma estrutura existente, não deverá ser feita com base numa avaliação meramente económica uma vez que variáveis como a proteção ambiental, preservação do património e valores culturais não podem nem devem ser negligenciadas.

No sentido de contrariar as patologias e a degradação das estruturas existentes, potenciadoras da perda de capacidade resistente, e proceder à sua adaptação a novas exigências de carácter geométrico, funcional ou regulamentar, a reabilitação de estruturas assume um papel de grande relevância, apresentando particular destaque quando realizada em estruturas de pontes existentes.

Contudo, a realização de intervenções em estruturas existentes assume particularidades especialmente sensíveis que obrigam a que todos os intervenientes no processo construtivo (destacando os donos de obra, os projetistas, os empreiteiros e as fiscalizações) adotem uma cooperação excecional, com o objetivo de ultrapassar os inúmeros desafios que estas obras normalmente implicam.

A perceção estrutural das obras existentes, compreendendo o seu comportamento, as suas anomalias e os mecanismos que as precipitaram, o conhecimento profundo das propriedades reológicas dos materiais utilizados e o seu comportamento conjunto com os materiais de reforço, tornam-se fundamentais no dimensionamento e conceção de qualquer intervenção de reabilitação.

Outra particularidade deste tipo de obras é a necessidade de considerar que a barreira física, estabelecida pelas estruturas existentes, constitui um obstáculo à realização da intervenção que condiciona, e muito, as tecnologias e as metodologias a utilizar nos trabalhos de reabilitação ou reforço. Esta singularidade, manifestamente notória nos conflitos de gabarito impostos pelas superestruturas existentes, deverá estar presente desde a fase de projeto, uma vez que

condiciona as soluções a implementar e as metodologias para criar estruturas de acesso à realização dos trabalhos (plataformas e ensecadeiras).

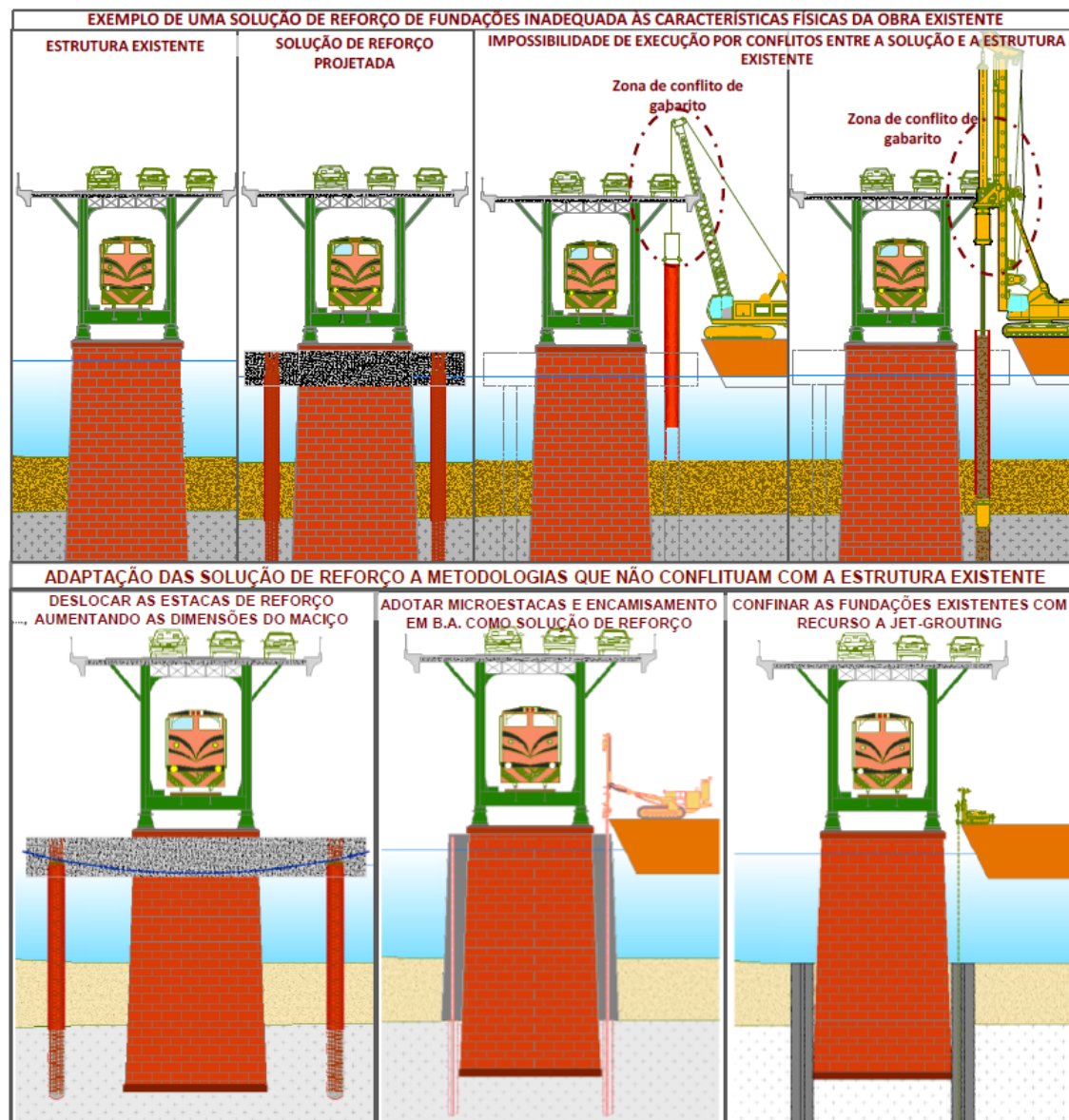


Fig. 6.1 – Esquemas exemplificativos da importância acrescida que as tecnologias adquirem em intervenções de reabilitação e reforço de estruturas existentes

Além das dificuldades descritas, salienta-se que as obras de reabilitação e reforço de infraestruturas de pontes existentes implicam a execução de operações de elevado grau de complexidade, que estão associadas a faseamentos detalhados e criteriosos. A complexidade destas intervenções torna-se particularmente elevada se considerarmos reabilitações de fundações existentes em meios subaquáticos.

Com efeito, a especificidade associada à realização de trabalhos de reabilitação, que normalmente envolvem a necessidade de remoção, de substituição e de reforço estrutural de vastas superfícies imersas, degradadas, de fundações existentes (especialmente nas zonas de maior oxigenação da água), deixa antever inúmeras dificuldades na execução dos trabalhos, especialmente se estes dependerem exclusivamente de equipas de mergulhadores.

No entanto, e como já foi referido anteriormente, a barreira física que as estruturas existentes estabelecem constitui, na grande maioria das intervenções, um fator impeditivo da utilização de soluções mais comuns, como as ensecadeiras em estacas prancha.

Esta impossibilidade está associada à incompatibilidade física entre a espessura da lâmina de água (acrescida da ficha de cravação) e a insuficiência de *gabarit* imposta pelos tabuleiros das pontes existentes, que tornam impeditiva a cravação de estacas prancha, sem execução de soldaduras no local.

Contudo, salientam-se as dificuldades associadas à execução de soldaduras nestas condições, uma vez que as pressões hidrodinâmicas inerentes às velocidades de escoamento dos cursos de água, implicam a utilização de estruturas de estabilização e guiamento que, além de complicadas e onerosas, apresentam desempenhos pouco eficazes até que sejam atingidas as profundidades de cravação.

Além disso, o grande número de procedimentos envolvidos e as implicações de custo associadas à reutilização deste tipo de estruturas, tornam a sua aplicação pouco interessante em termos operacionais e, consequentemente, económicos, especialmente em intervenções que impliquem o acesso a inúmeros elementos estruturais.

Deste modo, as equipas de projeto da empresa Teixeira Duarte têm vindo a desenvolver soluções com vista a ultrapassar estas dificuldades, concebendo estruturas versáteis que possibilitem o acesso franco às zonas imersas a interencionar, facilitando a execução, avaliação e inspeção dos trabalhos e criando a possibilidade destes serem realizados “a seco”.

Um aspeto fundamental na conceção destas ensecadeiras é a necessidade de as dotar da capacidade de aliarem a possibilidade de multiutilização, por polivalência geométrica, à facilidade de transporte e posicionamento, de modo a constituírem estruturas economicamente viáveis.

Tendo em conta as condicionantes referidas e a extrema importância das condições de trabalho na qualidade final das intervenções, neste capítulo optou-se por descrever soluções de reforço de fundações, enfatizando a conceção dos meios de acesso utilizados na sua realização.

Nesse enquadramento, procede-se à descrição de 3 obras de reabilitação e reforço de fundações de pontes onde, tendo em conta as particularidades geográficas, físicas, estruturais e geotécnicas, foram concebidas ensecadeiras específicas, que possibilitaram a realização dos trabalhos, satisfazendo as necessidades operacionais específicas de cada uma das intervenções e possibilitando a obtenção dos patamares de qualidade normalmente exigidos neste tipo de empreitadas.

6.2. ENSECADEIRAS PARA REABILITAÇÃO DAS ZONAS IMERSAS DOS PEGÕES DE FUNDAÇÃO DA PONTE DA BARRA SOBRE O CANAL DE MIRA

6.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS DA INTERVENÇÃO

A Ponte da Barra é uma estrutura de betão armado, existente sobre o canal de Mira, em Aveiro, cuja construção foi concluída em 1975, de acordo com o Projeto de estrutura executado pelo Professor Edgar Cardoso.

Trata-se de uma estrutura com tramos de extremidade de 25 m de vão, 14 tramos correntes de 32 m e um tramo central com 80 m de vão, num total de 578 m de extensão.

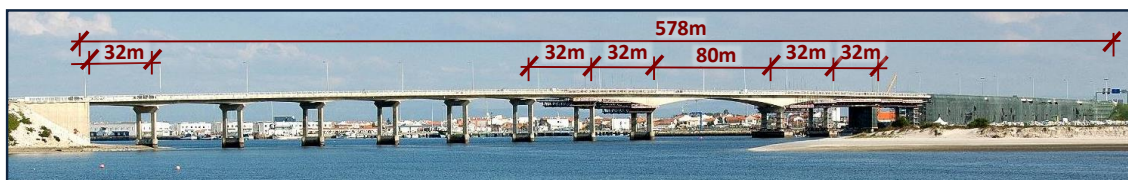


Fig. 6.2 – Imagem representativa do desenvolvimento longitudinal da Ponte da Barra

Além dos encontros nas margens, os 16 apoios, em vãos, da Ponte são constituídos por pares de elementos verticais (pilares retangulares) ligados, entre si, no topo e na base por vigas de elevada rigidez que permitem o seu funcionamento em pórtico, segundo a direção transversal da ponte. Cada pórtico é fundado num conjunto de dois pegões que, executados com a tecnologia dos poços cravados por *havage*, pela introdução sucessiva de troços pré-fabricados de betão ($\Phi_{\text{base}}=3,50\text{ m}$ e $\Phi_{\text{fuste}}=2,50\text{ m}$), se encontram fundados sobre o maciço rochoso a profundidades da ordem dos 20 m.

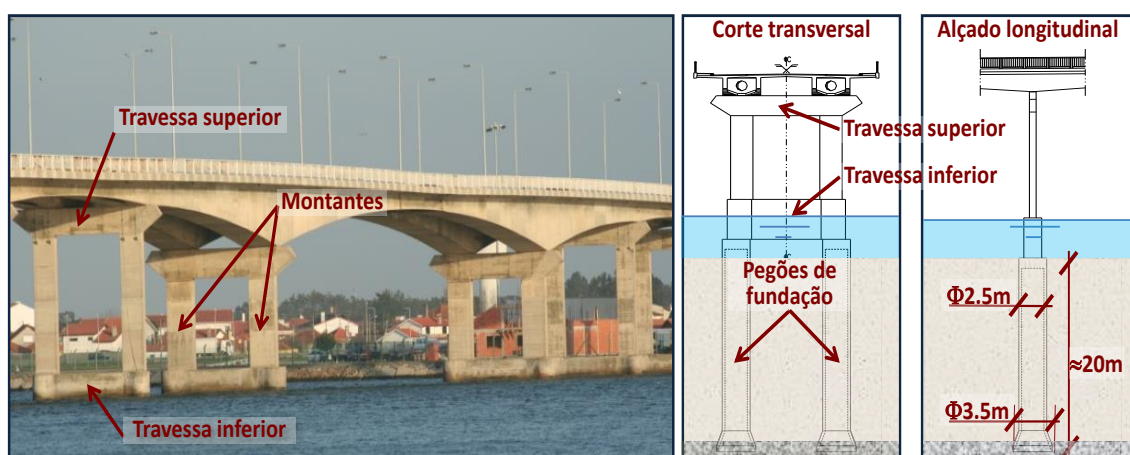


Fig. 6.3 – Imagem e esquemas ilustrativos da estrutura e fundações da Ponte da Barra

Imediatamente após a sua conclusão, a Ponte revelou anomalias de comportamento por excesso de deformação do tramo central. Esta situação, associada à sua deterioração global, precipitada pela má qualidade de construção e pela elevada agressividade da região (classificada como uma das de maior corrosividade atmosférica do país), levou à realização de várias inspeções, sendo a última datada do ano de 2001.

Além de confirmarem a existência de problemas estruturais graves, as inspeções revelaram a utilização de recobrimentos insuficientes e betão de fraca qualidade. Esses aspetos, associados à elevada agressividade do meio, provocaram uma corrosão generalizada das superfícies expostas da ponte com amplas zonas de fendilhação, delaminação do betão, exposição das armaduras e evidências de reações alcali-inerte.

No que se refere aos elementos de fundação, as inspeções denunciaram a necessidade de reabilitação da superfície da viga que estabelece a ligação entre os pegões e os pilares da ponte e a reabilitação e reforço do topo dos pegões de fundação numa altura mínima de 1,5m, determinada pela extensão das evidências dos fenómenos de corrosão, que é correspondente à zona mais oxigenada do meio marinho onde estes se inserem.

Perante este cenário, que evidenciou patologias bastante mais vastas e abrangentes do que as descritas no breve enquadramento exposto anteriormente, as Estradas de Portugal, entidade responsável pela manutenção da ponte à data da intervenção, solicitou a realização de um projeto de reabilitação e reforço que serviu como elemento base de um concurso público para realização da obra.

O cariz da intervenção nos elementos de fundação, que implicava a realização de operações como a limpeza das superfícies, a remoção controlada do betão contaminado, complementação/substituição e proteção das armadura corroídas, a substituição do betão removido e a aplicação de revestimentos protetores adequados (nas zonas imersas previa-se a aplicação de um revestimento protetor em fibra de vidro com injeção de resina epoxídica), fazia antever inúmeras dificuldades de execução caso a realização dos trabalhos dependesse exclusivamente de equipas de mergulhadores.

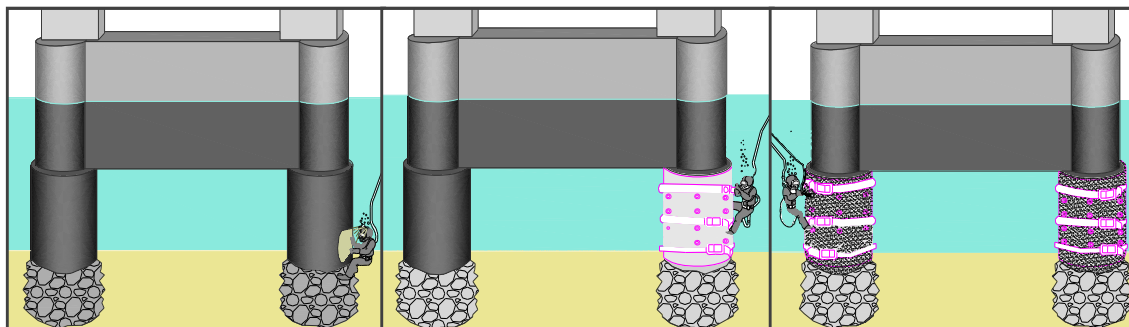


Fig. 6.4 – Esquemas de projeto que ilustram a metodologia prevista no projeto para a execução dos trabalhos de reabilitação dos pegões de fundação (com recurso exclusivo a equipas de mergulhadores)

A especificidade e o detalhe exigidos para as operações a realizar, o elevado número de fundações a tratar nestas condições (11 elementos de fundação localizados sobre o leito do canal) e a convicção de que a qualidade dos trabalhos a realizar, a sua facilidade de execução e a sua avaliação/inspeção seriam amplamente beneficiadas com a possibilidade da sua realização “a seco”, esteve na origem da conceção das estruturas de ensecadeiras, que permitissem o acesso franco às zonas imersas e que garantissem ainda vantagens em termos de rendimentos, prazos e custos.

6.2.2. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA DAS ENSECADREIRAS

A geometria em planta das ensecadeiras foi definida pela geometria das fundações da Ponte, por forma a que as zonas de trabalho fossem dotadas de espaços livres, úteis, de cerca 1,50 m, para lá da área de implantação das estruturas existentes (o que resultou em ensecadeiras com dimensões de sensivelmente 16,5 m x 5,8 m).

A sua altura foi concebida de acordo com as profundidades de reparação definidas para as zonas imersas das fundações da Ponte, tendo em conta o valor máximo do nível das águas do mar previsto no canal de Mira. Essas informações foram obtidas a partir da análise dos registos do Instituto Hidrográfico da Marinha que revelaram um valor máximo de preia-mar em 2005 de +3,70 m (ZH) e um valor máximo de baixa-mar de +0,36 m (ZH). Esses dados, associados às cotas de implantação dos elementos estruturais, ditaram a necessidade de conceção de ensecadeiras com uma altura mínima de 5 m.

O facto do leito do canal estar localizado em profundidades variáveis, que chegam a atingir valores da ordem dos 8 m, associado ao facto de se ter pretendido limitar o impacto físico, estrutural e ambiental da intervenção, excluindo a hipótese de execução de lajes de fundo/rolhões, desencadeou a conceção de ensecadeiras flutuantes, nas quais o seu fundo se encontrava acima da cota do leito do canal de Mira.

O elevado custo associado à execução destas estruturas fez com que fossem concebidas por forma a serem dotadas de uma versatilidade de adaptação geométrica que as tornasse passíveis

de reutilização durante a obra, tendo os apertados prazos de execução ditado a necessidade de construção de dois destes elementos.

Deste modo, toda a concepção das estruturas foi idealizada numa lógica de reutilização, ponderando fatores como a simplicidade de fabrico, facilidade de transporte, movimentação e de montagem “in situ”, bem como a eficiência de desempenho em serviço. Apenas com a adequada consideração destes fatores seria possível conceber ensecadeiras que pudessem constituir elementos economicamente viáveis.

Dentro desta filosofia, dimensionaram-se ensecadeiras com uma geometria compatível com a geometria da envolvente de todas as fundações a tratar, o que implicou a adoção de negativos, na sua base, de dimensões superiores à envolvente do posicionamento relativo dos 11 pares de pegões a intervencionar. Esses negativos, imperativos para a versatilidade geométrica da estrutura, implicaram a necessidade de concepção de sistemas de fecho e estanquidade, em torno dos pegões a tratar.

Além disso as ensecadeiras foram concebidas com a particularidade de poderem ser transportadas abertas (em duas metades), possibilitando o seu posicionamento em torno de cada elemento a intervencionar.

A sua estrutura principal foi constituída por uma grelha tridimensional de perfis metálicos que, funcionando como “costelas” de um navio, serviu de suporte a um forro em barrotes de madeira com 8 cm de espessura.

A estabilidade em serviço era garantida por sistemas de escoramento vertical e horizontal, que estabeleciam o seu travamento aos elementos de betão armado a tratar.

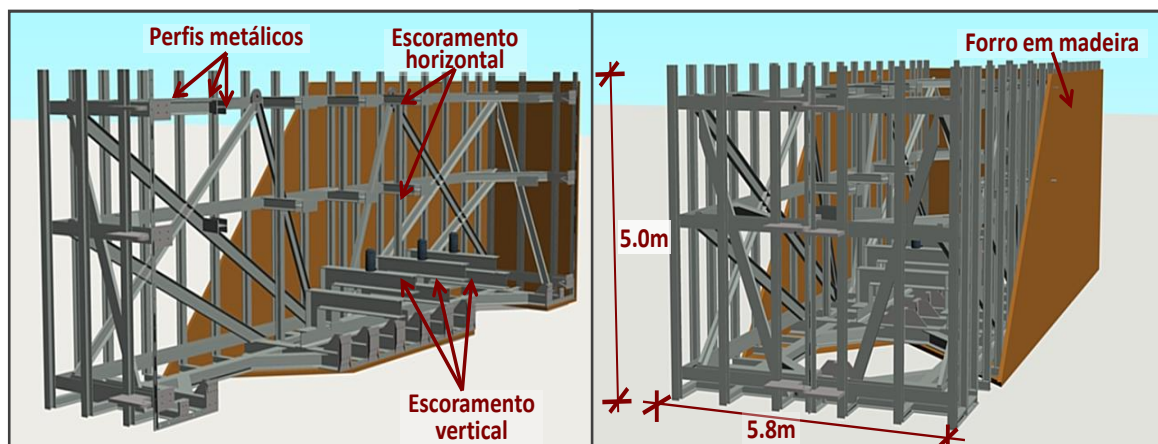


Fig. 6.5 - Perspetivas ilustrativas da estrutura das ensecadeiras para a Ponte da Barra

O perímetro de união das duas metades de uma ensecadeira foi constituído por sistemas de chapas metálicas, que estabeleciam a ligação entre perfis principais. Essas chapas foram dotadas de duas fiadas de neopreno, que garantiam a estanquidade do sistema após aperto dos parafusos que estabeleciam a união das duas metades.

Os esforços atuantes na estrutura da ensecadeira, quer associados à suspensão das suas metades (em transporte e posicionamento) quer associados às ações hidrodinâmicas e hidrostáticas aplicadas em serviço, levaram à concepção de sistemas de travamento formando diagonais que, funcionando a solicitações de tração ou de compressão, em conjunto com os sistemas de escoramento vertical e horizontal à estrutura da ponte, permitiam uma transmissão mais equilibrada dos esforços e a diminuição das deformações.

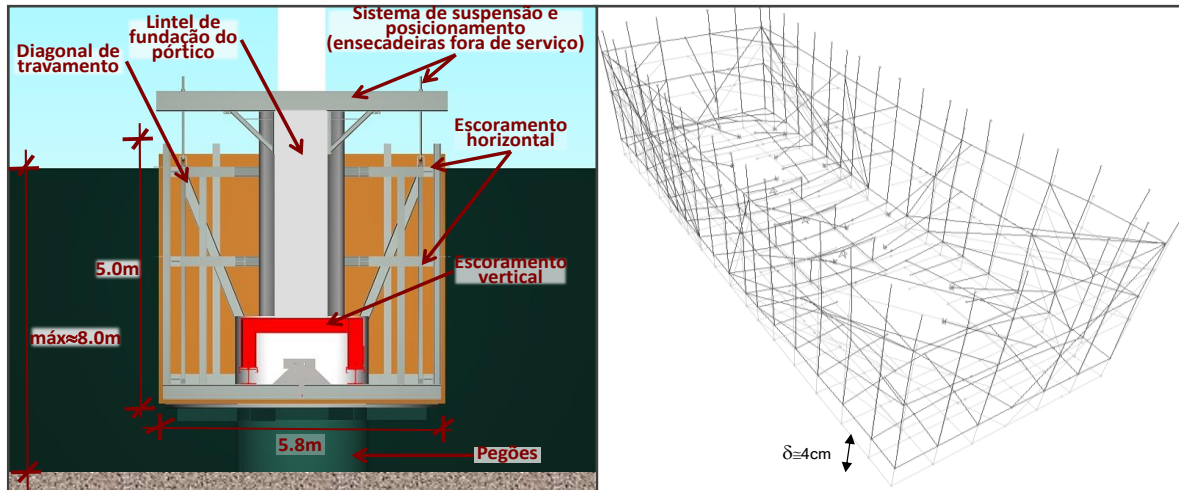


Fig. 6.6 – Dimensões, esquemas de travamento e imagem da deformada de cálculo da ensecadeira em serviço

Em termos operacionais, o posicionamento das duas metades de uma ensecadeira em torno de cada elemento a tratar foi precedido pela colocação de um sistema de fecho, que garantiu a estanquidade da solução em torno dos pegões de fundação.

Esse sistema consistiu no posicionamento de anéis de estanquidade, de diâmetro interno igual ao diâmetro dos pegões e de diâmetro exterior superior ao do negativo deixado no fundo das ensecadeiras (correspondente à envolvente do posicionamento relativo de todos os pegões das fundações a tratar).

O topo do sistema de fecho e o seu perímetro interno, que estabelecia a interface com os pegões a tratar, foi totalmente revestido a neopreno que, por esmagamento no aperto, aumentava o grau de estanquidade da solução. A ligação destes elementos de fecho ao fundo da ensecadeira foi assegurada mecanicamente, por aperto de “porcas” em varões tipo *Dywidag*, devidamente posicionados.

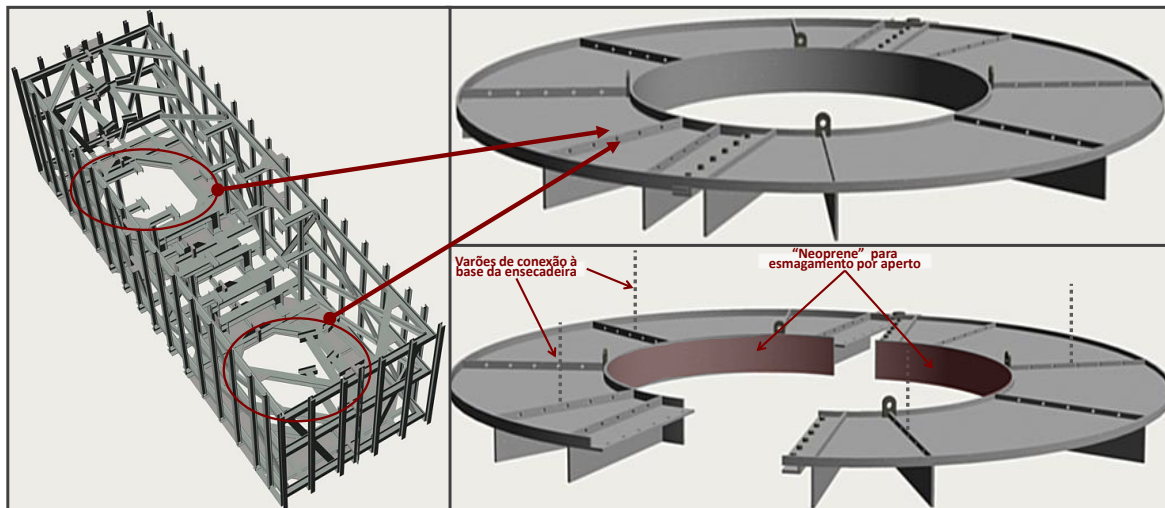


Fig. 6.7 - Perspetivas dos negativos na base das ensecadeiras e do sistema de estanquidade colocado em torno de cada um dos pegões a tratar

6.2.3. FABRICO, TRANSPORTE E MONTAGEM

A construção das duas metades que constituíam cada ensecadeira foi elaborada em estaleiro, adotando-se ligações soldadas entre os vários elementos. A união entre as duas metades da estrutura era estabelecida por intermédio de ligações aparafusadas, pré esforçadas,

dimensionadas para permitir transmissão de esforços entre perfis das duas metades da ensecadeira.

Todos os trabalhos de aperto associados à ligação das duas metades que constituem uma ensecadeira, do sistema de estanquidade em torno dos pegões e de montagem dos sistemas de escoramento vertical e horizontal, foi executado com recurso a mergulhadores, antes de se proceder à bombagem da água no seu interior.

Deste modo, todas as operações foram previamente testadas em estaleiro para que, em fase de montagem “in situ”, pudessem ser realizadas com o mínimo risco possível.



Fig. 6.8 – Estaleiro de montagem e de teste do aperto relativo das duas metades das ensecadeiras

O transporte de uma ensecadeira foi precedido pelo transporte e posicionamento dos anéis de estanquidade em torno dos pegões de um elemento a tratar. Esta operação foi realizada com meios marítimos e auxílio de boias de flutuação.



Fig. 6.9 – Esquemas e imagem do transporte e posicionamento dos sistemas de fecho das ensecadeiras

A flutuação das ensecadeiras (abertas em duas metades) foi assegurada por um sistema de boias e tirantes, ficando o transporte para cada um dos pilares a tratar a carga de meios marítimos de reboque. Esse sistema de flutuação foi constituído por boias de 1 a 5 toneladas de capacidade que, dispostas pelo intradorso e pelo extradorso das paredes de cada metade da ensecadeira, eram posicionadas por forma a minimizar as excentricidades entre o centro de flutuação e o centro de gravidade das peças.

O equilíbrio durante o transporte era complementado por um conjunto de tirantes, dispostos em dois níveis altimétricos (junto ao fundo e no topo das metades da ensecadeira). Esses tirantes foram dimensionados para, por tração, contrariarem momentos fletores associados a excentricidades entre o centro de impulsão e o centro de gravidade das metades da ensecadeira, com valores até 1,0 m.

O desequilíbrio provocado por um binário de rotação no sentido horário implicava o funcionamento dos cabos do nível altimétrico superior e o desequilíbrio no sentido de rotação anti-horário seria equilibrado pelos cabos colocados a um nível inferior.

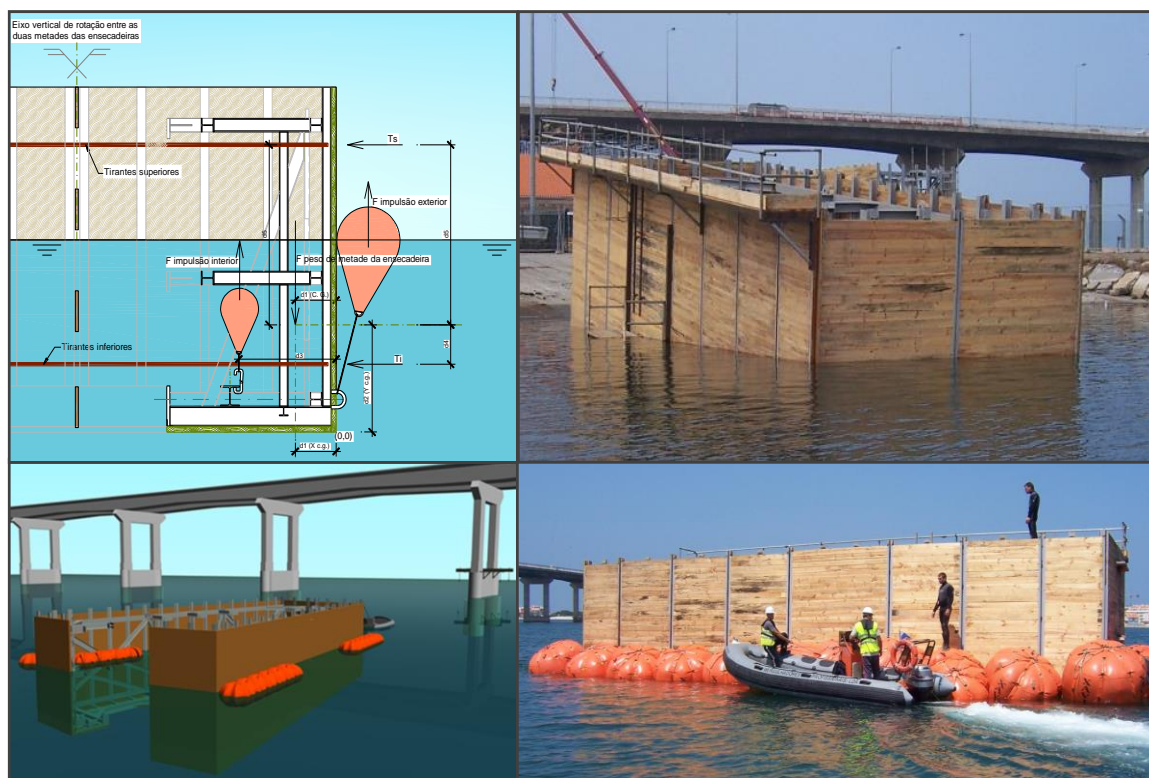


Fig. 6.10 – Esquemas de dimensionamento e imagens das operações de transporte

O posicionamento de uma ensecadeira em torno das fundações de um elemento a intervir foi realizado com recurso a equipas de mergulhadores auxiliados por meios marítimos. As operações envolveram a gestão do equilíbrio entre o centro de impulsão e de gravidade da estrutura gerindo a pressão nas boias e a tensão nos tirantes, materializados por cabos tipo *Tire-Fort*.

A esta operação sucedia-se a união das duas metades das ensecadeiras (através do aperto de parafusos pré-esforçados de ligação, previstos no seu dimensionamento), pela sua suspensão a partir do topo dos lintéis e pela sua ligação ao sistema de fecho e estanquidade, previamente posicionado em torno dos pegões de fundação, por forma a colmatar a área excedente dos seus negativos relativamente à secção e posicionamento do par de pegões a intervir.

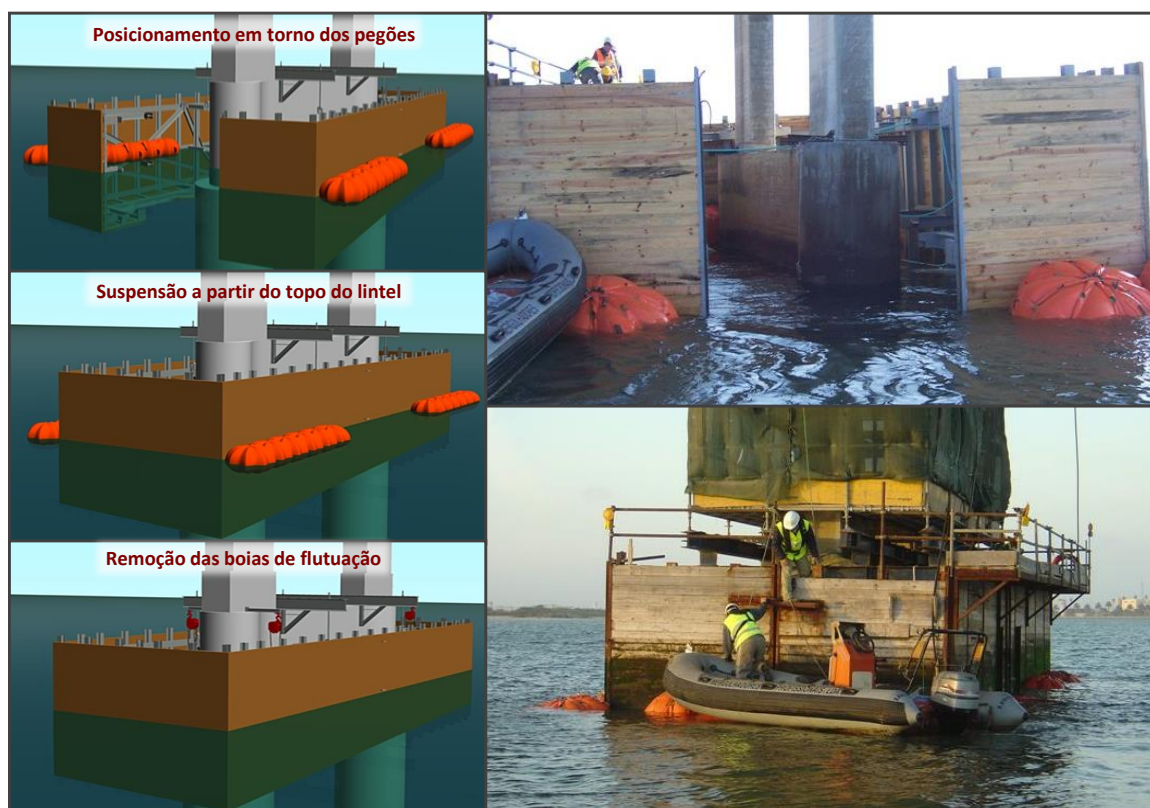


Fig. 6.11 – Posicionamento da ensecadeira em torno das fundações de um pilar da Ponte da Barra a tratar

Concluídas as operações de posicionamento, de união entre as duas metades, de montagem dos sistemas de estanquidade e de ativação dos sistemas de suspensão e escoramento (vertical e horizontal), procedia-se à bombagem da água do interior das ensecadeiras.

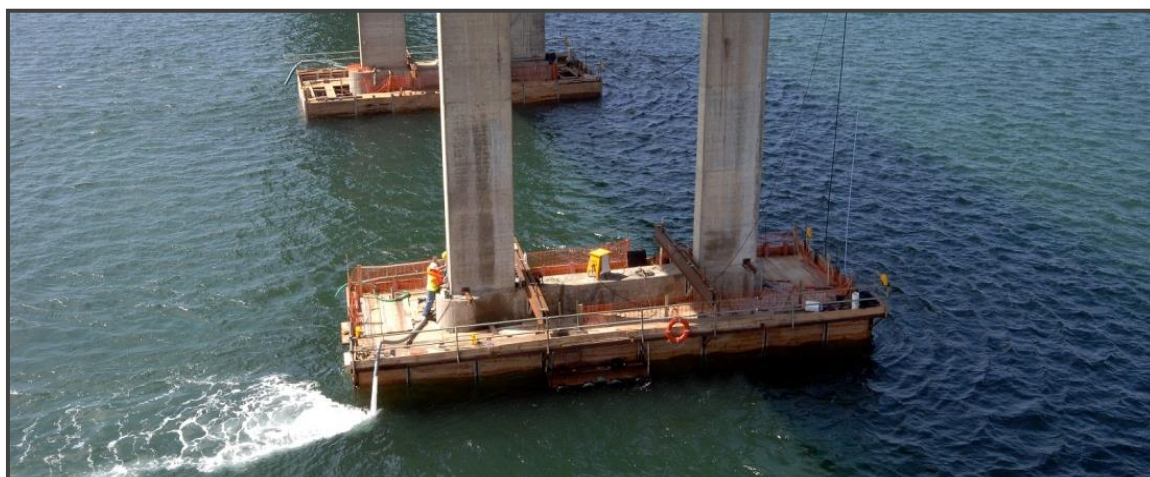


Fig. 6.12 – Bombagem da água do interior das ensecadeiras da Ponte da Barra

Com esta operação, as ensecadeiras estavam em condições de ser convertidas em zonas de trabalho, de acesso franco, compatíveis com a realização e fiscalização das intervenções de reabilitação e reforço, “a seco”.

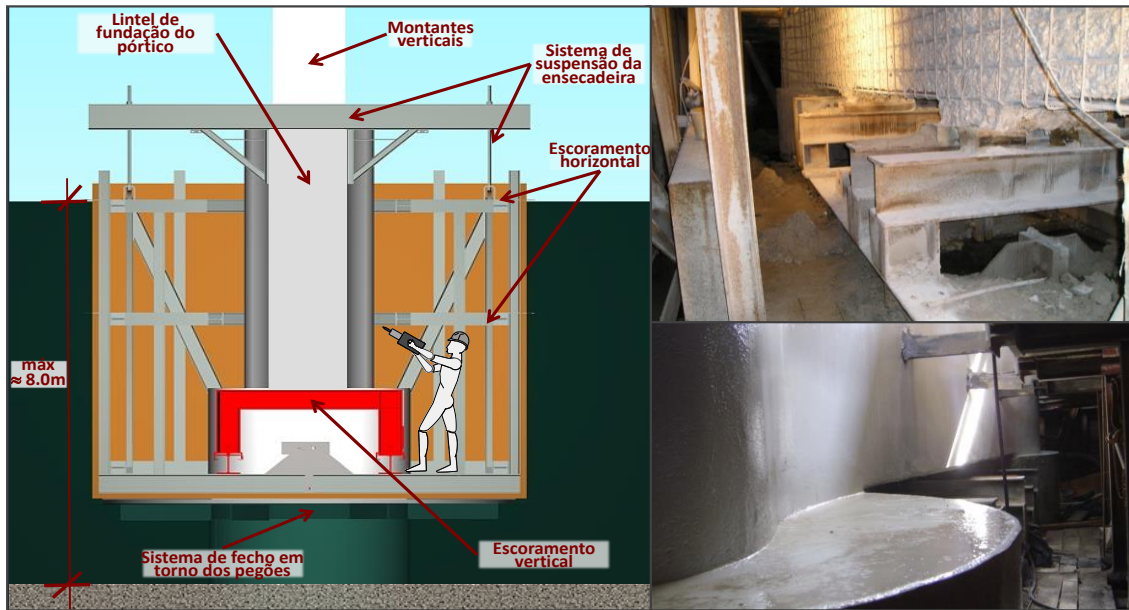


Fig. 6.13 – Esquema e imagens das zonas de trabalho criadas com a montagem das ensecadeiras da Ponte da Barra

6.3. ENSECADEIRAS E PLATAFORMAS DE TRABALHO PARA REALIZAÇÃO DAS OBRAS DE REFORÇO E REABILITAÇÃO DAS FUNDAÇÕES DA PONTE EIFFEL EM VIANA DO CASTELO

6.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS DA INTERVENÇÃO

A Ponte rodo-ferroviária Eiffel existente sobre o Rio Lima, em Viana do Castelo, foi construída entre Março de 1877 e Maio de 1878, segundo o Projeto de Gustavo Eiffel e Théophile Seyrig.

Trata-se de uma obra classificada como Património Municipal e apresenta uma estrutura de dois tabuleiros sobrepostos, apoiados numa estrutura principal constituída por duas treliças metálicas de 7,5 m de altura, espaçadas, entre si, de 5,20 m. O tabuleiro ferroviário encontra-se apoiado nas longarinas que constituem as cordas inferiores das treliças e o tabuleiro rodoviário na sua parte superior.

A estrutura da Ponte encontra-se apoiada em 11 pilares de alvenaria de granito aparelhado e argamassado, executados pelo processo de *havage* e fundados entre 7 m e 22 m abaixo da cota do leito do rio, numa camada arenosa da formação aluvionar com SPT superior a 60 pancadas.

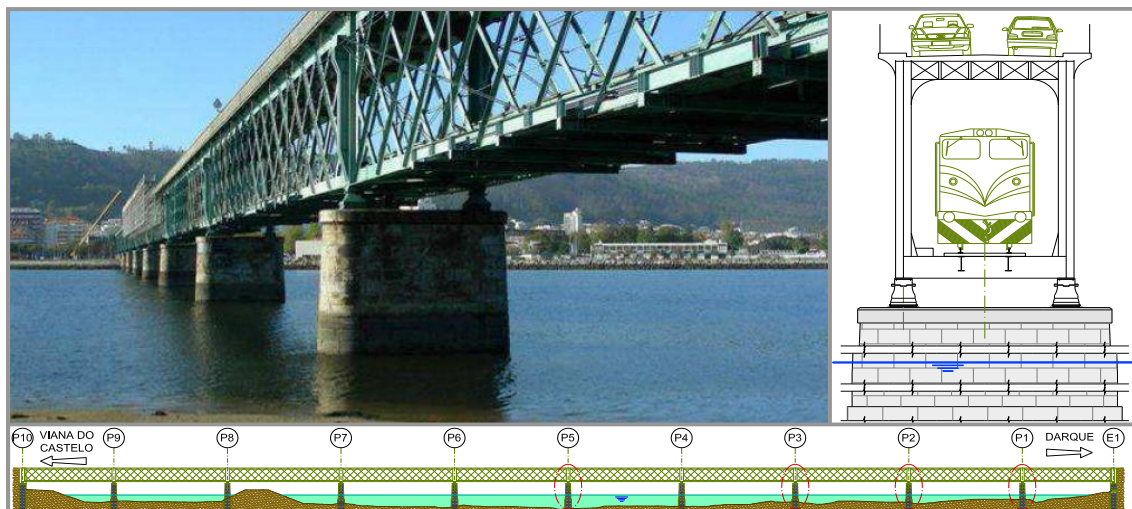


Fig. 6.14 – Imagem da Ponte Eiffel e esquemas das secções transversal e longitudinal

Ao longo do seu período de exploração, a Ponte foi sujeita a várias intervenções das quais se realçam:

- O reforço do tabuleiro ferroviário e os trabalhos de consolidação dos pilares, levados a cabo pela C.P entre 1985 e 1986;
- Uma intervenção estrutural que, realizada em 1994, consistiu fundamentalmente no reforço das vigas principais pela aplicação de um sistema de pré-esforço, executado de acordo com um Projeto elaborado pelo Eng. Cândio Martins;
- Uma intervenção em 2006 que consistiu na execução de trabalhos de beneficiação e alargamento do tabuleiro rodoviário, de acordo com Projeto da autoria da empresa LISCONCEBE, Consultadoria de Projectos de Engenharia, SA.

No ano de 2006 iniciaram-se novas inspeções, no sentido de avaliar o estado de conservação das infraestruturas da Ponte. Esses trabalhos revelaram a existência de inúmeras patologias das quais se destacam:

- A batimetria revelou a grande variabilidade da cota do leito do rio (atingindo, junto ao pilar P5, o valor de +5,24 m ZH) e a ocorrência de fenómenos de erosão na zona de jusante dos pilares (com fossas de erosão a atingirem profundidades da ordem dos 2 m);
- Inspeções subaquáticas revelaram danos na cofragem metálica usada na construção dos pilares, fendilhação das cantarias e aberturas nas juntas dos blocos de granito;
- Fenómenos de corrosão no tirante horizontal ($\Phi \approx 60$ mm), existente no topo dos pilares, na maioria das chapas de cintagem dos pilares (intervenção de 1986) e nos balanceiros e chapas de guiamento dos aparelhos de apoio;
- Desagregação/falta de compacidade da argamassa existente nas juntas entre blocos de granito.



Fig. 6.15 – Imagens que ilustram algumas das patologias verificadas nas infraestruturas da Ponte Eiffel

Perante as patologias observadas, em Outubro de 2006 a REFER, EP solicitou à empresa A2P – Consultadoria, Estudos e Projetos, Lda a execução do Projeto de Reabilitação e Reforço das Infraestruturas da Ponte.

Esse Projeto incluiu a análise da estabilidade das infraestruturas existentes, verificando a sua adequação às sobrecargas de cálculo e, sempre que necessário, a especificação das medidas de reparação/reabilitação e reforço a adotar em cada um dos casos.

Dessas medidas, destacam-se o encamisamento em betão armado e o reforço das fundações com recurso a microestacas, preconizadas para 4 dos seus pilares (P1, P2, P3 e P5).

Além das obras de reforço das fundações e de inúmeras intervenções noutros elementos estruturais (cintas de proteção, balanceiros dos aparelhos de apoio, etc) salienta-se a reabilitação geral dos pilares (zonas imersas e emersas), incluindo refechamento das juntas entre cantarias, a injeção de calda de cimento no seu interior e a proteção do leito do rio junto à zona dos pilares, por forma a contrariar a ocorrência de fenómenos de infraescavação.

Apesar da urgência da intervenção, a importância vital da Ponte para a cidade de Viana do Castelo inviabilizava a sua interdição, implicando a necessidade de realização dos trabalhos sem interrupção da circulação ferroviária. Tal facto condicionava ainda mais os meios e equipamentos a utilizar, exigindo um planeamento minucioso das equipas de produção, devidamente adequado às condicionantes ocupacionais da Ponte.

Estas particularidades precipitaram a conceção e dimensionamento de meios especiais de acesso, destinados a permitir a realização dos trabalhos previstos no Caderno de Encargos do Programa de Concurso, garantindo todas as condições de segurança e de acesso por forma a possibilitar a sua qualidade final.

6.3.2. BREVE DESCRIÇÃO GEOLÓGICA /SOLUÇÃO DE REFORÇO DAS FUNDAÇÕES

A caracterização dos terrenos de fundação dos pilares da Ponte foi realizada a partir da análise do Relatório Geológico/Geotécnico (“Tecnasol” 2003) que incluiu a execução de 15 sondagens (6 no rio e 9 nos pilares da ponte).

Da análise da campanha de prospeção constatou-se que os Pilares P1 a P3 e P5 estavam fundados sobre uma formação recente, de depósitos aluvionares, constituída por areias de granulometria variada, argilas lodosas e, pontualmente, seixos rolados de natureza variada. Essa camada, de fracas características de resistência, apresenta uma espessura que aumenta progressivamente de Norte para Sul.

Subjacente aos depósitos aluvionares foi intersectada a formação granítica na qual se encontraram, mais à superfície, saibros graníticos ou granitos decompostos (W5 a W4) sob os quais ocorrem granitos muito a medianamente alterados (W4 a W3).

Tendo em conta o referido anteriormente, o Projeto previu a realização de microestacas de reforço nas fundações nos pilares fundados sobre as formações aluvionares.

No caso dos pilares P1 a P3, a necessidade de reforço com microestacas (14 por pilar) justificava-se pela elevada espessura das formações aluvionares, cuja resistência geomecânica se revelava incompatível com ao aumento de carga inerente ao alargamento do tabuleiro rodoviário da Ponte. No caso do pilar P5 (sobre o qual a ligação ao tabuleiro é constituída por aparelhos de apoio fixos), a execução de microestacas justificava-se pela necessidade de dotar as suas fundações de uma capacidade resistente compatível com os esforços resultantes das forças horizontais de frenagem, atuantes no tabuleiro.

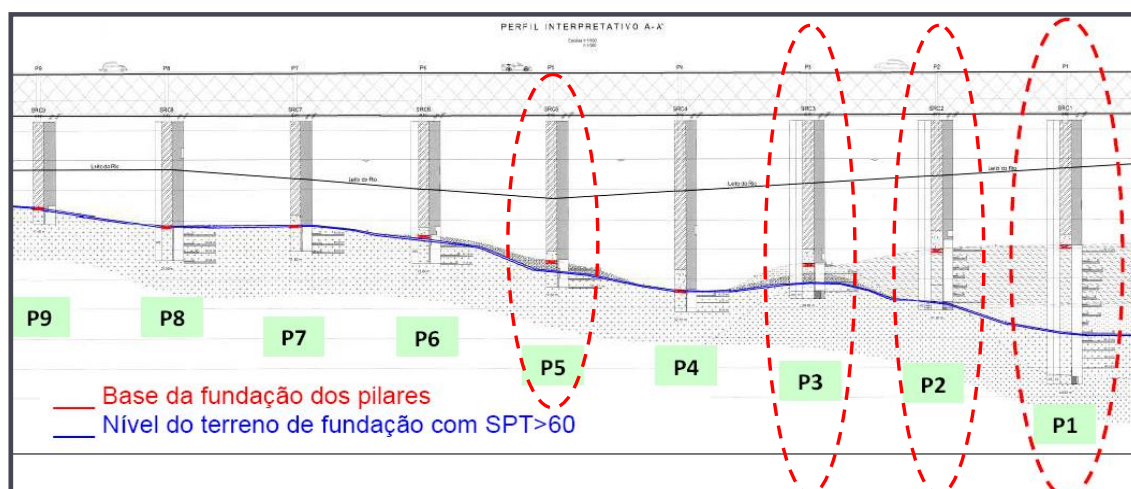


Fig. 6.16 – Perfil longitudinal destacando as cotas da base das fundações dos pilares da Ponte Eiffel e a profundidade de ocorrência das formações graníticas

O cenário traçado e as condicionantes existentes, permitiram concluir que as microestacas de reforço teriam que ser seladas nas formações graníticas, com SPT superior a 60 pancadas, e realizadas com equipamento a operar em plataformas de trabalho, criadas propositadamente para o efeito, por forma a poder contornar as dificuldades associadas à impossibilidade de interdição da Ponte.

6.3.3. PLATAFORMAS DE TRABALHO PARA EXECUÇÃO DAS MICROESTACAS DE REFORÇO

Tendo em conta os condicionamentos descritos, as equipas de projeto e de produção da Teixeira Duarte (adjudicatária da intervenção), conceberam a execução de estruturas auxiliares (plataformas), a partir das quais foram realizados a grande maioria dos trabalhos de reabilitação e reforço dos pilares da Ponte, incluindo a execução de microestacas.

Montadas, sempre que possível, prevendo o apoio no topo dos pilares existentes ou, nessa impossibilidade, pela ligação ao seu fuste (plataformas tipo 1 ou 2), as plataformas foram concebidas por forma a poderem ser reutilizadas em todos os pilares a intervir, de acordo com o planeamento definido para a obra.

Para o efeito, complementaram-se os dados do Projeto de Execução da Reabilitação da Ponte com os elementos recolhidos num levantamento topográfico exaustivo, que revelou com exatidão o posicionamento e a geometria dos pilares existentes.

Os esforços elásticos combinados, necessários ao dimensionamento e análise de deformações, foram simulados com base em modelos de cálculo tridimensional, cuja resolução numérica foi elaborada com recurso ao programa de cálculo automático de análise elasto-plástica SAP2000.

As ações inerentes ao peso próprio da estrutura (pavimento e perfis metálicos) e às sobrecargas de utilização (“Klemm701”, pesando cerca de 3.6 toneladas, e sobrecarga de trabalho de 2 kN/m²) foram simuladas como cargas distribuídas, aplicadas diretamente nos elementos de barra do modelo.

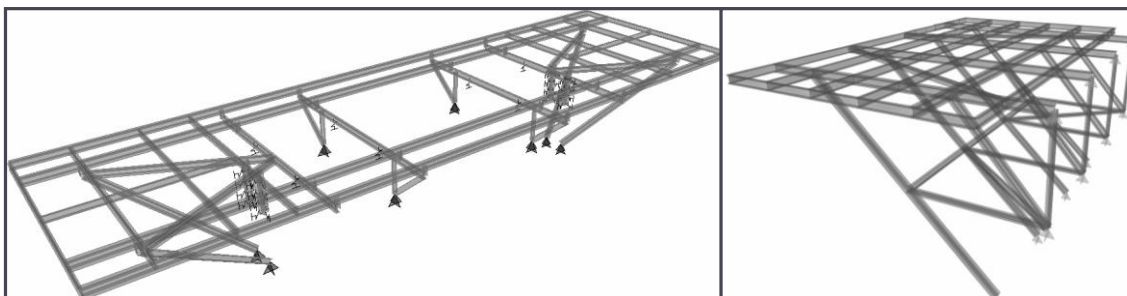


Fig. 6.17 – Axonometrias dos modelos tridimensionais adotados no dimensionamento das Plataformas de trabalho concebidas para a Ponte Eiffel

As ligações das escoras metálicas, de suporte e equilíbrio das plataformas, aos pilares de alvenaria de granito foram efetuadas por intermédio de varões de aço, selados ao pilar com resinas “epoxi”. A verificação da segurança destas ligações simulou cenários de colapso, admitindo possibilidade de rotura pelo aço, pela resina ou pela alvenaria, comparando o menor destes valores com as reações obtidas no programa de cálculo automático.

De salientar que na conceção das plataformas foram tomadas opções por forma a obter sistemas autoequilibrados, em que os apoios de ligação ao pilar não fossem sujeitos a quaisquer esforços de tração ou flexão, e limitando as compressões à capacidade resistente do granito, respeitando o comportamento reológico dos materiais e, desta forma, minorando o impacto destas estruturas sobre a estrutura da ponte.

A estrutura principal da plataforma tipo 1 era constituída por uma grelha metálica formada por perfis principais, perfis secundários e por escoras de travamento ao pilar. Para travamento às ações horizontais concebeu-se um sistema constituído por 2 perfis verticais que, funcionando como batentes, evitavam a transmissão de forças de tração ao topo dos pilares.

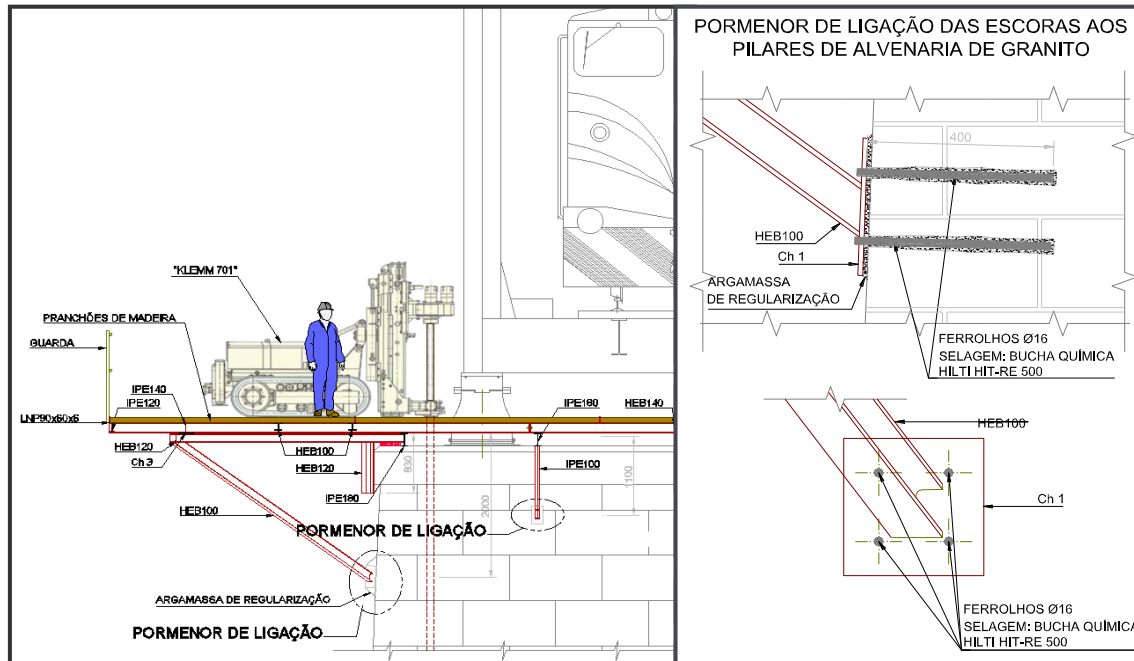


Fig. 6.18 – Alguns esquemas de dimensionamento para uma Plataforma de Trabalho Tipo 1

A estrutura principal da plataforma do tipo 2 era igualmente constituída por uma grelha tridimensional de perfis metálicos, apoiados em escoras metálicas, dimensionadas para transmitir as cargas aos pilares existentes. O equilíbrio global da plataforma impunha esforços de tração no seu apoio superior de ligação. Deste modo, introduziram-se varões pré-esforçados do tipo “Dywidag” que, ligando entre si as duas meias plataformas, evitavam a transmissão de esforços de tração, passíveis de danificar a alvenaria de granito.

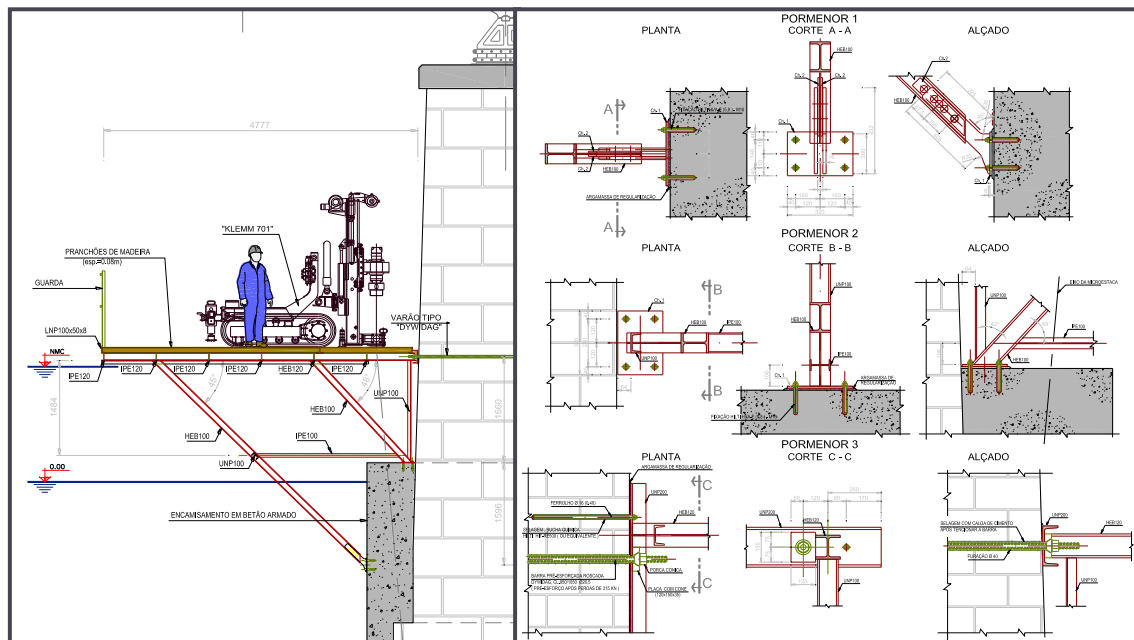


Fig. 6.19 – Alguns esquemas de dimensionamento para uma Plataforma de Trabalho Tipo 2

É de salientar que a análise das deformações das estruturas, ponderando todas as possibilidades e distribuições dos carregamentos operacionais, foi fundamental para compreensão do seu comportamento em serviço e no sentido de enquadrar as deformações esperadas, prevenindo a ocorrência de fenómenos de 2ª ordem, não considerados nas verificações efetuadas.



Fig. 6.20 – Fotos das Plataformas durante a sua montagem e durante as operações de furação

6.3.4. ENSECADEIRAS DE TRABALHO

Tal como já havia sido descrito no capítulo referente às ensecadeiras concebidas para a intervenção na ponte da Barra, o facto de se tratar de uma intervenção numa obra existente, com limitações do pé direito útil impostas pelo tabuleiro da Ponte, dificultava (inviabilizava) a possibilidade de adoção de ensecadeiras através de soluções mais tradicionais, como cortinas em estacas prancha, uma vez que obrigaria à execução de soldaduras em elementos solicitados pelas ações hidrodinâmicas dos escoamentos do rio.

Neste caso esse impedimento era agravado pelo facto de o afloramento do substrato granítico ser praticamente coincidente com a cota do leito do rio, especialmente na zona de implantação do pilar P5. Esse facto impossibilitava a cravação de estacas prancha em profundidade, impedindo a obtenção de ficha.

Tal como já havia acontecido na intervenção descrita anteriormente, essa particularidade precipitou o desenvolvimento de soluções alternativas, destinadas à criação de zonas de trabalho que permitissem o acesso às superfícies imersas dos pilares, viabilizando a execução da intervenção “a seco”.

Deste modo, dimensionaram-se ensecadeiras reutilizáveis que, concebidas especialmente para esta obra, permitiram diminuir incertezas quanto às garantias da qualidade final dos trabalhos, facilitando consideravelmente o acesso e a inspeção das zonas a intervir, evitando que a sua execução e fiscalização fosse feita exclusivamente com recurso a mergulhadores.

O planeamento dos trabalhos ditou a necessidade de execução de duas ensecadeiras, que foram dimensionadas de acordo com as profundidades de reparação previstas no Projeto de Execução da Reabilitação das Infraestruturas da Ponte (A2P), considerando os dados relativos a marés

fornechos pelo Instituto Hidrológico da Marinha (que revelaram um valor máximo de preia-mar de +3,90 m ZH e um valor mínimo de baixa-mar de +0,30 m ZH), os dados relativos à velocidade do escoamento e os dados provenientes de um levantamento topográfico complementar, revelador do exato posicionamento e geometria dos pilares existentes.

O cruzamento de todas estas informações ditou a necessidade de conceção de ensecadeiras com uma altura útil mínima de 7,0 m.

A estrutura principal de cada ensecadeira foi constituída por perfis metálicos verticais (HEB160) que funcionavam como “costelas” de um navio. Esses elementos eram cintados por 3 níveis de vigas horizontais de distribuição, devidamente escoradas contra os pilares da Ponte.

As escoras metálicas para travamento horizontal e vertical da ensecadeira, constituídas por perfis metálicos (HEB120 ou HEB100), eram ligadas ao pilar de alvenaria de granito após posicionamento da ensecadeira e antes de se proceder à bombagem da água no seu interior.

A chapa metálica usada no seu revestimento exterior (de apenas 5 mm de espessura), foi dimensionada para o valor dos impulsos hidrostáticos e hidrodinâmicos gerados no vão entre perfis metálicos de suporte secundário (RHS60x40x5) que, por sua vez, foram soldados ao banzo exterior dos perfis verticais.

O espaçamento entre perfis secundários de suporte da chapa de revestimento foi determinado em função do valor dos impulsos atuantes, variando entre os 0,30 m (na base da ensecadeira) e os 1,30 m (no topo da ensecadeira).



Fig. 6.21 – Perspetiva ilustrativa da estrutura da ensecadeira concebida para a Ponte Eiffel

O fundo da estrutura foi constituído por uma laje de betão armado com 0,40 m de espessura, concebida para funcionar como um “rolhão” à entrada de água e como 4º nível de escoramento horizontal da ensecadeira.

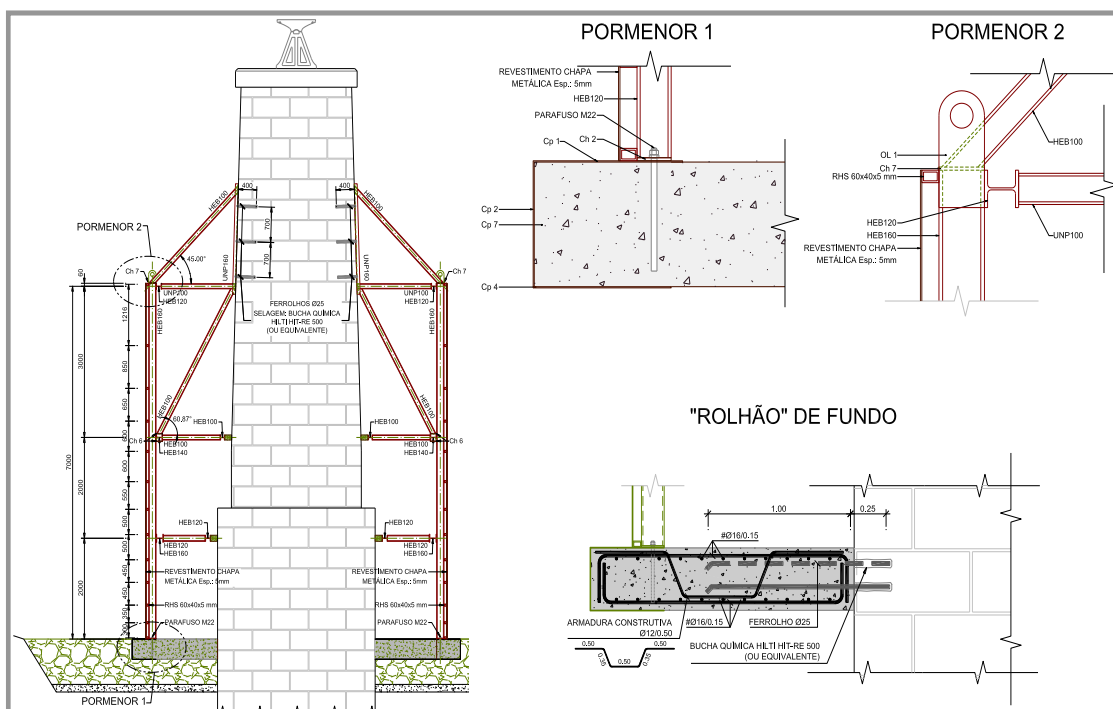


Fig. 6.22 – Alguns esquemas dos desenhos de dimensionamento da Ensecadeira de trabalho concebida para a Ponte Eiffel

A conceção das ensecadeiras foi feita considerando a sua reutilização nos vários pilares a intervir. Deste modo, idealizaram-se sistemas para o transporte (com embarcações de reboque), navegabilidade (com recurso a meios flutuantes) e de posicionamento em torno dos pilares (com auxílio de cadernais suspensos ao tabuleiro), destinados a facilitar estas operações e no sentido de lhes conferir a versatilidade necessária para torna-las economicamente viáveis.

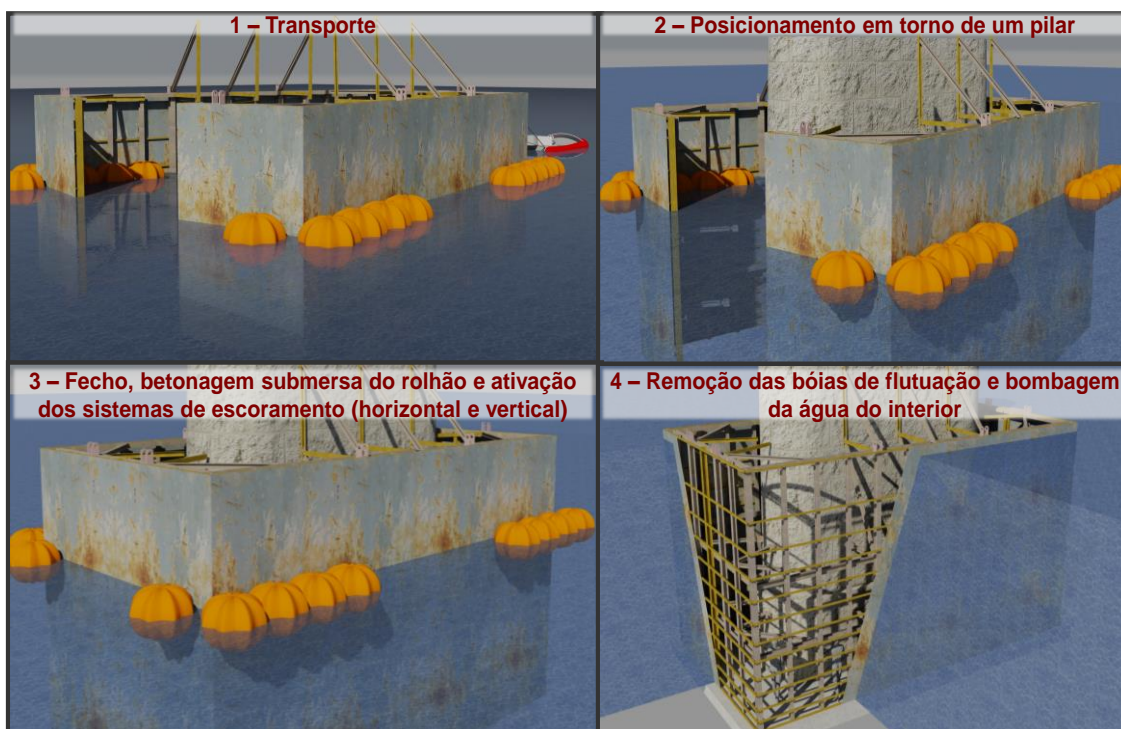


Fig. 6.23 – Esquemas ilustrando o faseamento das operações de transporte e posicionamento em torno de um pilar da Ponte Eiffel a tratar

Em termos de montagem, cada ensecadeira foi executada em estaleiro, prevendo a sua separação em duas metades distintas, estabelecendo ligações soldadas entre os vários elementos que as constituem.

A estrutura completa foi acoplada por intermédio de ligações aparafusadas, dimensionadas para a transmissão de esforços entre perfis das duas metades da ensecadeira. O trabalho de aperto dos parafusos foi previamente testado em estaleiro e, em fase de montagem “in situ”, efetuado com recurso a mergulhadores. A estanquidade da ensecadeira, ao longo do perímetro de união das suas metades, foi obtida através do “esmagamento” de fiadas de borracha de neopreno inerente ao aperto dos parafusos.

Para facilitar o transporte e a sua união, as duas metades da ensecadeira foram dotadas de sistemas de chapas e cavilhões que, funcionando como dobradiças de uma porta, constituíam o eixo vertical da abertura/fecho relativo das duas metades que a constituem. Além disso, a conceção previu a inclusão de chapas de convergência e reação que, por aperto de varões roscados, facilitavam a sua aproximação relativa e o seu correto posicionamento até ao fecho em torno de um pilar.

Após disposição das duas metades da ensecadeira em torno de um pilar, e aperto dos parafusos que estabeleciam a sua união, procedia-se ao seu posicionamento altimétrico.

Por forma a atenuar os efeitos dinâmicos dessas operações, foram previstos sistemas de suspensão ao tabuleiro da ponte que, materializados por cadernais elétricos pendurados na sua treliça estrutural, permitiram garantir o assentamento das ensecadeiras, sobre o leito do rio Lima, com uma suavidade ajustada à sensibilidade destas estruturas



Fig. 6.24 – Imagens da montagem, transporte e posicionamento das ensecadeiras em torno de um pilar da Ponte Eiffel

Findas as operações supra descritas, passava-se à execução do seu “rolhão” de fundo que, materializado por uma laje de betão armado com espessura de 0,40 m, estava dimensionado para resistir às forças de impulsão vertical hidrostática, atuantes na sua base (de 70 kN/m²).

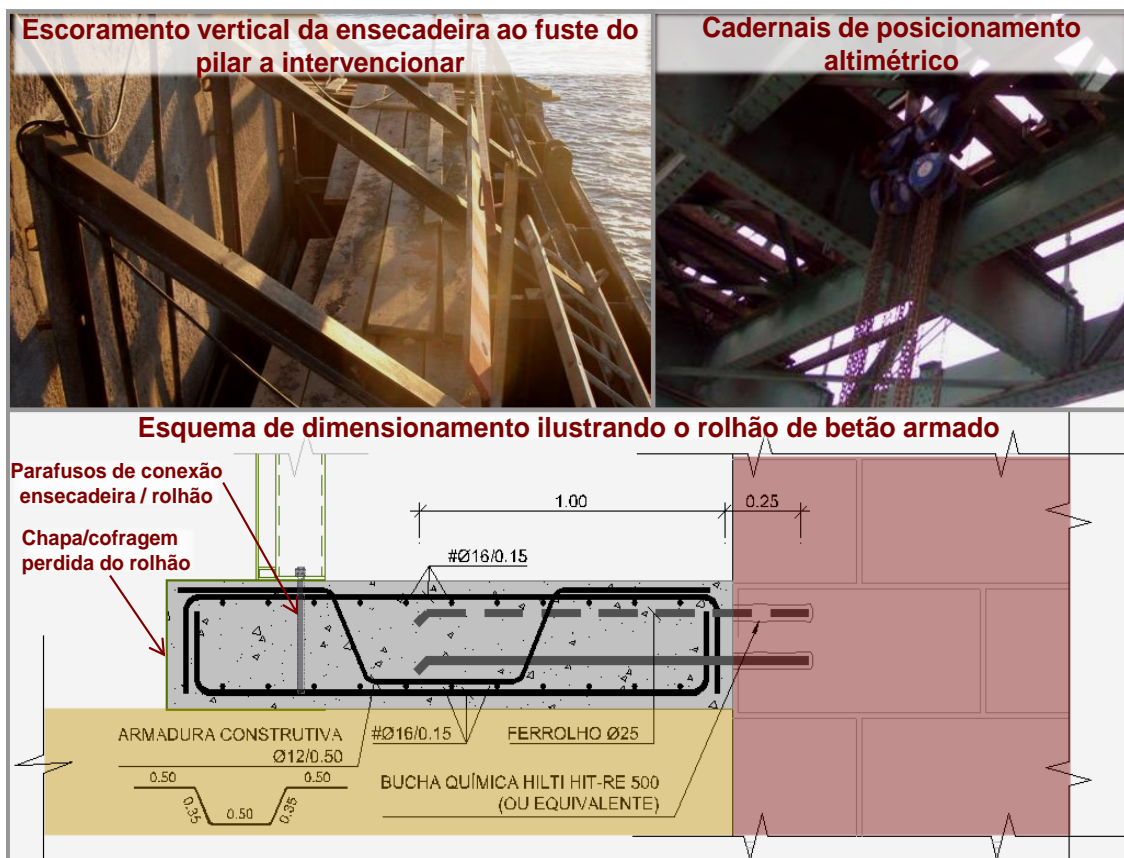


Fig. 6.25 – Imagens ilustrando pormenores dos escoramentos aos fustes dos pilares, os sistemas de suspensão ao tabuleiro e esquemas de dimensionamento do “rolhão”,

De salientar que, por forma a limitar a sua espessura, o “rolhão” de fundo não foi dimensionado para contrariar a impulsão hidrostática pelo peso (o que implicaria uma espessura de cerca de 3 m), mas sim como uma laje de betão armado (com 0,40 m de espessura) a trabalhar “em vão” com apoio vertical no fuste do pilar (ligação por ferrolhos) e nos perfis principais da estrutura da ensecadeira, escorados verticalmente ao fuste do pilar.

Tal como na análise das plataformas de trabalho, a avaliação das deformações de cálculo na estrutura da ensecadeira foi fundamental para compreensão do seu comportamento em fase de utilização, enquadrando o domínio das deformações espectáveis e prevenindo a ocorrência de fenómenos de 2ª ordem.

De salientar que, tendo em conta todas as particularidades da obra, esta foi controlada de modo contínuo e permanente, por forma a avaliar se os sistemas, processos e meios de montagem das estruturas de trabalho e acesso, definidas para apoio à sua execução, eram adequados às reais condicionantes da obra.

Desse acompanhamento resultaram adaptações e reformulações das estruturas, em aspetos particulares e pontuais de maior ou menor relevância, no sentido de garantir a melhoria contínua de desempenho e privilegiar a sistematização e a facilidade dos processos de posicionamento e montagem, cuja eficiência possibilitou o sucesso da intervenção.



Fig. 6.26 – Imagens das ensecadeiras da Ponte Eiffel em serviço

6.4. ENSECADEIRA PARA REALIZAÇÃO DAS OBRAS DE REFORÇO E REABILITAÇÃO DAS FUNDAÇÕES DA PONTE DE VALENÇA

6.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS DA INTERVENÇÃO

A ponte Internacional de Valença sobre o Rio Minho, construída em 1886, é constituída por uma superestrutura em viga metálica de treliça de rótula múltipla e, tal como a ponte Eiffel de Viana do Castelo, foi dimensionada para circulação de tráfego misto ferroviário (que, nesta ponte, se processa através do tabuleiro superior) e rodoviário (tabuleiro inferior).

Segundo a longitudinal a estrutura é composta por 5 tramos contínuos, cujo desenvolvimento total é de aproximadamente 333 m ($63\text{ m} + 3 \times 69\text{ m} + 63\text{ m}$). Os pilares intermédios (P2 a P5), executados em cantaria aparelhada, têm um fuste com cerca de 15 m acima do nível da água e foram fundados por cravação em poços de *havage*, atravessando as formações aluvionares por forma a atingir o leito rochoso ou um nível de cascalheiras de origem glaciár, consoante os casos.

Os apoios de extremidade (encontros) da ponte são constituídos por um corpo inferior em alvenaria aparelhada, vazado transversalmente, encimado por um arco de volta inteira que dá suporte ao tabuleiro rodoviário na sequência da superestrutura. A sua fundação foi realizada diretamente sobre o substrato granítico.

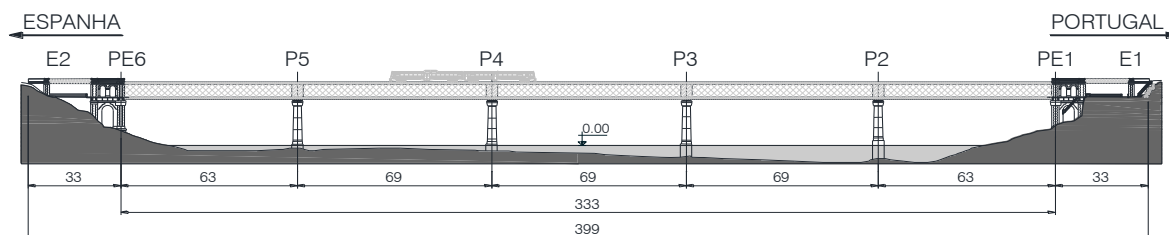


Fig. 6.27 - Alçado de jusante da Ponte Internacional de Valença

Antes da intervenção, a obra foi alvo de inspeções estruturais que evidenciaram anomalias graves das quais se destacam:

- Deficiências ao nível do embasamento e ao nível do posicionamento (deslocado) do aparelho de apoio do pilar P2;
- Elevado estado de degradação das alvenarias em geral, com especial incidência nas zonas mais elevadas dos pilares, nos encontros e junto aos aparelhos de apoio dos tramos de transição;
- Incapacidade real da obra de fazer face às ações horizontais, regulamentares, (especialmente de frenagem) advenientes da circulação ferroviária.

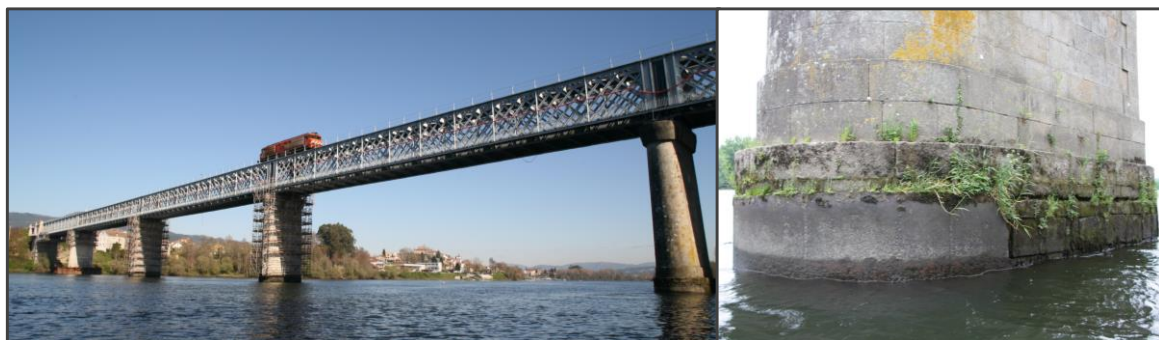


Fig. 6.28 - Imagem da ponte de Valença e pormenor de algumas das patologias observadas nos pilares

Perante este cenário, a REFER, EPE solicitou o desenvolvimento de um Projeto de Reabilitação e Reforço das Fundações à empresa Struconcept, Lda, que posteriormente lançou a concurso.

A empreitada implicava uma intervenção profunda na ponte, nomeadamente no fuste submerso dos quatro pilares localizados no leito do rio, que se pretenderam reabilitar até cerca de 10m abaixo do nível médio das águas previsto no local. Conforme preconizado no Caderno de Encargos, estes trabalhos deveriam ser realizados a “seco” ao abrigo de uma ensecadeira, cuja definição ficaria a cargo da empresa executante.

Além dos trabalhos de reabilitação do fuste dos pilares, a intervenção previu igualmente a consolidação das suas fundações. Essa consolidação foi materializada através do melhoramento das características resistentes do terreno de fundação, com recurso à tecnologia de *jet-grouting*.

Esta tecnologia de melhoramento dos solos permite a execução, *in situ* e sem escavação prévia do terreno, de elementos de solo-cimento de forma aproximadamente cilíndrica, que são gerados pela injeção de cimento, água e ar, a alta pressão, através da extremidade da vara de furação, que sofre movimentos de translação (ascendente) e rotação.

O projeto de reforço implicava igualmente a realização de um beneficiamento das condições de apoio da estrutura, que motivava a substituição dos aparelhos de apoio e a instalação nos encontros de dispositivos de fixação do tipo *LUD (Lock Up Devices)*, para melhoria do desempenho em solicitações a ações rápidas.

De modo a dotar o terreno de fundação de uma capacidade de suporte compatível com as tensões transmitidas pelos dispositivos de absorção, foi necessário recorrer ao melhoramento das suas características resistentes, recorrendo-se, para o efeito, igualmente à tecnologia de *jet-grouting*.

Com a implementação destas medidas de consolidação e confinamento das fundações, complementadas pelas medidas destinadas ao aumento da resistência às solicitações horizontais (rápidas), foi possível melhorar o comportamento global das infraestruturas da ponte, dotando-as de uma resistência e durabilidade compatíveis com as exigências regulamentares, em vigor.

6.4.2. TRABALHOS DE REFORÇO DOS ELEMENTOS DE SUPORTE DA PONTE

6.4.2.1. Consolidação dos terrenos sob os maciços ancorados localizados junto aos encontros

A solução concebida para absorção dos esforços atuantes nos dispositivos LUD, introduzidos na estrutura com o objetivo de lhe conferir capacidade resistente a ações horizontais rápidas (sismo, arranque e frenagem), consistia na execução de maciços de betão armado pré-esforçado, ligados ao substrato granítico (granito gnaissico) através de oito ($4 \times 2 = 8$) ancoragens, com inclinações variáveis entre 30° e 60° .

No entanto, a campanha de reconhecimento geotécnico revelou que nas zonas dos encontros o terreno natural apenas apresentava capacidades resistentes, e módulos de deformabilidade, compatíveis com as tensões transmitidas a profundidades variáveis entre os 5,0m e os 10,0m.

De acordo com as informações geotécnicas, e por forma a possibilitar o funcionamento dos dispositivos à compressão e evitar o aumento do esforço nas ancoragens, em solicitações dos dispositivos à tração, ouve necessidade de proceder ao melhoramento das características geomecânicas dos solos mais superficiais (materializados por depósitos de aterro), subjacentes às lajes de reação, de modo a garantir no terreno uma capacidade de suporte compatível com as tensões transmitidas.

Para o efeito, executou-se uma malha de colunas tangentes de $\varnothing 800\text{mm}$, com recurso à tecnologia de *jet-grouting*, dotadas de inclinações com a vertical entre 0° a 15° e comprimentos totais variáveis, de acordo com as profundidades detetadas para as formações geomecânicamente competentes.

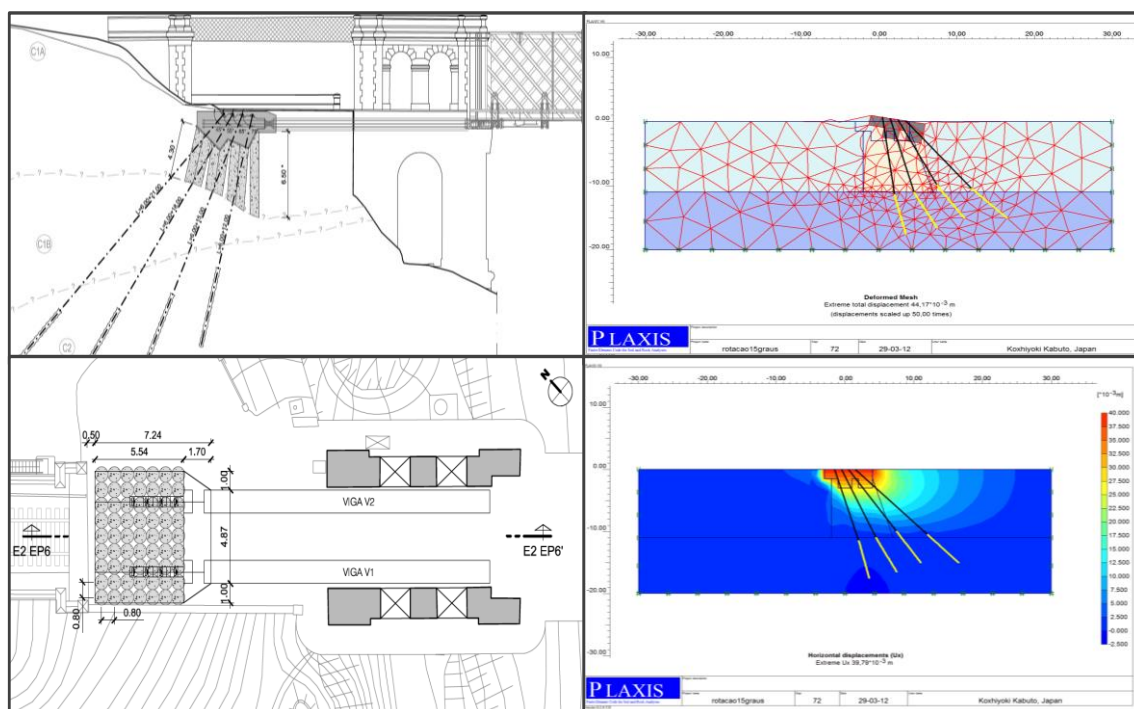


Fig. 6.29 – Esquemas de dimensionamento e modelos de cálculo, utilizados pelo gabinete de projeto da Teixeira Duarte, para simular, otimizar e validar as soluções concebidas e patenteadas a concurso

6.4.2.2. Confinamento das fundações dos pilares P2 a P5

Face às condições geotécnicas existentes na zona da fundação dos pilares P2 a P5, verificou-se a necessidade de executar um tratamento do solo que conferisse confinamento ao terreno de fundação, melhorando a sua capacidade resistente.

Perante os terrenos existentes, sugeriu-se a execução de colunas de *jet-grouting* de 800 mm de diâmetro, com um afastamento entre eixos de 650 mm e comprimentos totais variáveis, consoante a localização e características geológicas dos terrenos existentes sob o pilar a intervir.

Neste caso concreto, trata-se de uma tecnologia perfeitamente conciliável com as características arenosas dos solos existentes e que, ao permitir a execução de colunas em torno do perímetro completo dos pilares, oferece boas garantias do seu confinamento, com a vantagem de estar associada a uma grande rapidez de execução.

Nos pilares P2 e P4 previu-se a execução de duas fiadas de colunas secantes com a maior proximidade possível à face da fundação do pilar. Nos pilares P3 e P5, além destas duas fiadas, foram executados 10 grupos de 4 colunas suplementares na periferia das primeiras, de modo a melhorar o comportamento global da camada de Cascalheira (no P3 esta camada assume uma espessura muito relevante) e aumentar a ação de confinamento do terreno de fundação.

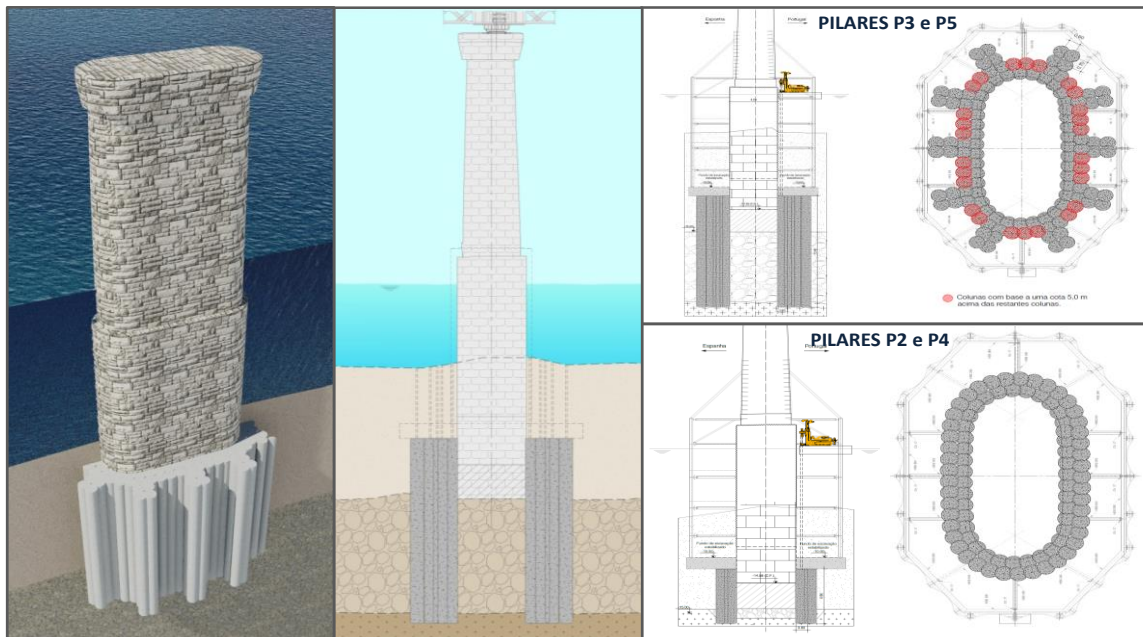


Fig. 6.30 - Esquemas da consolidação das fundações com recurso à tecnologia de *jet-grouting*

Os condicionamentos de acesso e a gestão dos meios utilizados levaram a que estes trabalhos tivessem sido realizados com equipamentos a operar a partir de meios flutuantes.



Fig. 6.31 - Execução das colunas de consolidação das fundações dos pilares da Ponte de Valença

6.4.3. REABILITAÇÃO DAS ZONAS IMERSAS DO FUSTE DOS PILARES

6.4.3.1. Condicionalismos existentes

Findos os trabalhos de consolidação e reforço das fundações, havia necessidade de iniciar os trabalhos de reabilitação do fuste dos pilares, incluindo zonas imersas.

Mais uma vez, e face aos condicionalismos desta obra, nomeadamente o espaço disponível sob o tabuleiro e a necessidade de execução de intervenções em quatro pilares (P2 a P5), foram colocadas de parte as soluções tradicionalmente utilizadas, como sejam as cortinas de estacas prancha.

Deste modo, e recorrendo à experiência adquirida em obras anteriores do mesmo tipo (algumas das quais foram descritas nos capítulos anteriores), o gabinete de projetos da Teixeira Duarte concebeu e desenvolveu a estrutura de uma ensecadeira temporária e reutilizável que fosse adequada às particularidades da intervenção.

A necessidade de reduzir ao mínimo o peso da estrutura e de fazer face aos grandes impulsos hidrostáticos, resultantes de uma profundidade de intervenção bastante elevada, significativamente superior à das intervenções anteriormente realizadas na empresa, conduziu ao desenvolvimento de uma solução que aproveitasse, de uma forma mais racional, as características dos materiais utilizados.

Dadas estas particularidades, concebeu-se uma estrutura constituída por um “esqueleto” metálico, composto por perfis laminados, cuja principal inovação, face ao utilizado em obras anteriores, consistiu na utilização de um revestimento em chapa curva, calandrada, funcionando puramente à tração.

Além de possibilitar uma considerável diminuição da espessura da chapa de revestimento, esta configuração geométrica permitiu uma conceção estrutural sem adoção de elementos estruturais secundários. A dispensa destes elementos secundários, que seriam absolutamente necessários para a diminuição do vão numa solução com revestimento com chapa plana (pouco espessa), dadas as limitações da sua capacidade resistente para solicitações a esforços de flexão, traduziu-se numa grande economia e diminuição de peso da estrutura da ensecadeira.

Estas opções de conceção estiveram intimamente ligadas às características geométricas da ensecadeira (em especial a sua elevada profundidade) e foram tomadas com o objetivo de limitar custos e facilitar a sua operacionalidade, por forma a permitir a execução dos referidos trabalhos a “seco”, em plenas condições de segurança, e de a adequar às necessidades operacionais de transporte, posicionamento, montagem e reutilização, nos quatro pilares a intervencionar.

6.4.3.2. Descrição da estrutura da ensecadeira

A estrutura da ensecadeira apresentava uma forma octogonal não regular, ajustada à geometria dos pilares da ponte, com dimensões máximas em planta de aproximadamente $16,70 \times 10,60 \text{ m}^2$ e uma altura total de 13,5 m. A cota de base da ensecadeira foi definida de modo a permitir a execução do encamisamento em betão armado do fuste dos pilares ao abrigo da ensecadeira (cota inferior do encamisamento = -9,50 m), enquanto o topo da ensecadeira foi estabelecido à cota +3,00 m, considerada como cota de cheia admissível para a execução dos trabalhos, de acordo com o definido no Caderno de Encargos.

O afastamento da ensecadeira ao pilar era constante e de cerca de 2,50 m, de modo a permitir a colocação e operação dos meios humanos e técnicos, necessários à realização dos trabalhos previstos.

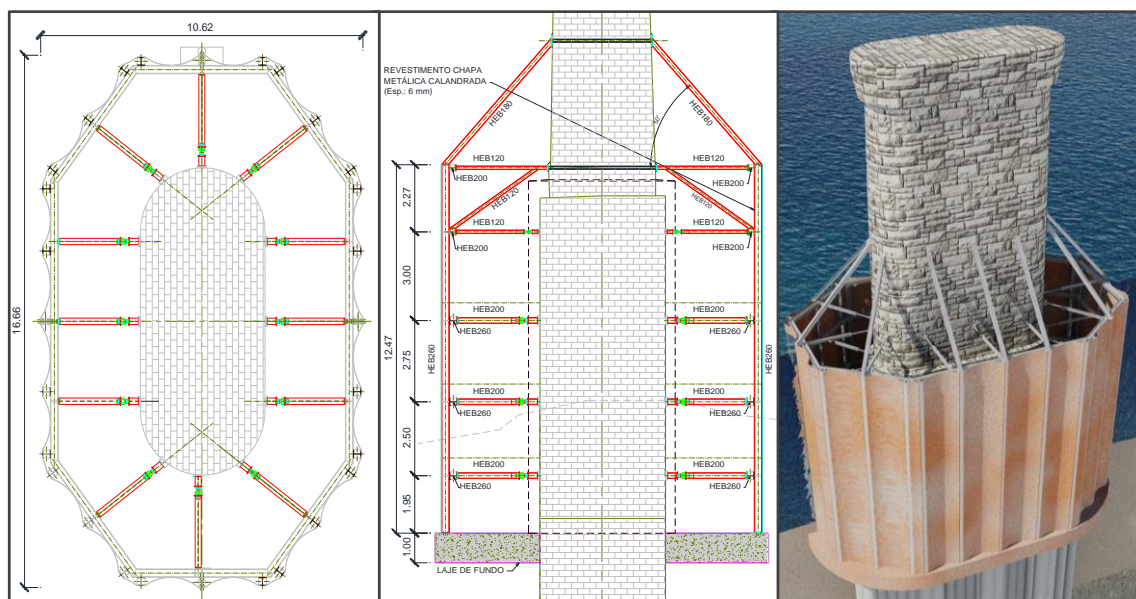


Fig. 6.32 – Planta, corte esquemático e perspectiva da estrutura da ensecadeira da Ponte de Valença em torno do pilar

A estrutura principal da ensecadeira foi constituída por uma grelha tridimensional de perfis metálicos que serviram de suporte a um revestimento em chapa metálica calandrada com 6mm de espessura, a trabalhar à tração, dimensionada para o valor do impulso hidrostático atuante no vão entre perfis verticais. Este revestimento foi soldado ao banzo exterior desses perfis, garantindo a estanquidade da ligação.

A grelha tridimensional foi constituída por perfis verticais HEB260, de apoio da chapa de revestimento, que se encontram travados por 5 níveis de vigas de distribuição horizontal, escorados ao fuste do pilar através de um conjunto de perfis metálicos horizontais.

As vigas de distribuição foram materializadas por perfis HEB260, no 3º, 4º e 5º níveis de travamento, e HEB200, nos dois níveis superiores, sendo que a distribuição em altura das vigas de distribuição teve em consideração o aumento dos esforços em profundidade.

As escoras de travamento aos pilares de alvenaria de granito foram materializadas por perfis HEB200, com exceção dos dois níveis superiores. Uma vez que se trata da zona da ensecadeira com menor altura de água e, consequentemente, menores esforços, nestes níveis utilizaram-se perfis de escoramento de menor dimensão (HEB120 e HEB180).

Estes dois primeiros níveis de escoramento foram complementados por perfis inclinados, formando uma treliça, que foram dispostos por forma a que transmitissem parte da impulsão vertical, gerada na base da ensecadeira (laje de fundo - “rolhão”), ao fuste do pilar.

Para materializar a ligação dos perfis inclinados ao fuste do pilar, garantindo a transmissão das elevadas forças de impulsão por corte na ligação, foram executadas carotes no fuste do pilar e introduzidos tubos metálicos de alta resistência, selados com argamassa não retráctil, aos quais foram soldadas chapas de topo para fazer a ligação aos elementos da treliça.

O fundo da estrutura foi constituído por uma laje (“rolhão”) com cerca de 1,0 m de espessura, cujas funções são garantir a estanquidade na interface inferior da ensecadeira e resistir aos impulsos hidrostáticos verticais passíveis de se instalar na sua base. Este elemento, apesar de

dimensionado como um elemento em betão simples, foi dotado de armadura junto à face superior, através do prolongamento dos varões que constituem os ferrolhos de ligação ao fuste do pilar, de modo a conferir ao elemento alguma ductilidade.

Estes ferrolhos são constituídos por varões nervurados de Ø20 mm, dispostos em quincôncio e selados com buchas químicas. Assim, de acordo com o pretendido na conceção da estrutura, parte da impulsão vertical gerada na base da ensecadeira é transmitida ao fuste do pilar através da treliça superior, enquanto a restante é transmitida diretamente pelo “rolhão” ao pilar, por atrito e corte.

Quanto à ligação das escoras horizontais ao fuste do pilar, que em teoria se encontra num estado de compressão pura, foi concebido um sistema recorrendo a fusos metálicos roscados, que permitisse não só o ajuste do comprimento da escora em função do exato posicionamento da ensecadeira, como também a sua remoção no final dos trabalhos.

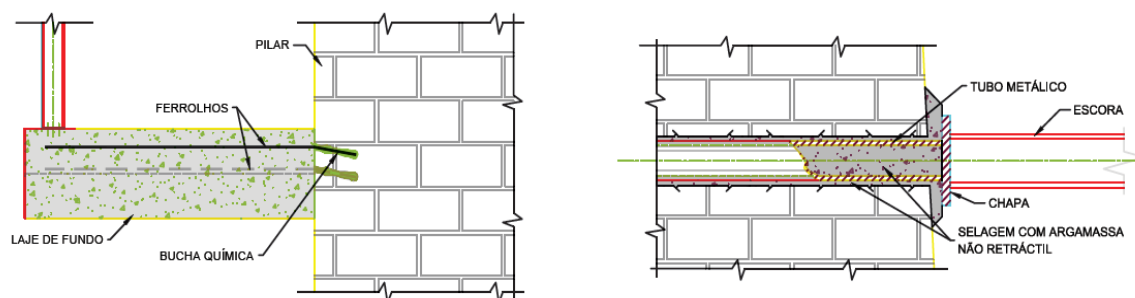


Fig. 6.33 - Pormenores das ligações por selagem dos ferrolhos da laje de fundo e dos tubos metálicos de alta resistência ao fuste do pilar.

De modo a aumentar a rigidez de torção da estrutura, foram também acrescentadas cruces de travamento segundo os maiores alinhamentos da ensecadeira, materializadas por perfis laminados UNP120.

6.4.3.3. Breve abordagem ao dimensionamento da ensecadeira

A ensecadeira foi dimensionada para a situação de máxima cheia admissível prevista no Caderno de Encargos, ou seja, para um nível de água no rio coincidente com a cota definida para o topo da ensecadeira (+3,00 m), ao qual corresponde desnível hidrostático de 12,5 m para as ações horizontais e de 13,5 m para as ações de impulsão atuantes sob a base da laje de fundo.

Uma vez que a conceção da estrutura não previu o dimensionamento para a situação inversa, ou seja, a existência de uma maior altura de água no interior relativamente ao exterior (que seria possível em caso de galgamento durante uma cheia e rápido abaixamento do nível da água do rio), foram materializados na chapa de revestimento da ensecadeira dois furos (bujões) que permitiam a saída da água do interior da ensecadeira para o exterior, no caso da ocorrência desta situação, equilibrando assim as pressões internas e externas. Refira-se ainda que, as situações de cheia são situações particulares de alerta na obra, e que por isso estão associadas à implementação de planos de segurança e de inspeção minuciosos e particulares.

Tratando-se de uma estrutura provisória, o coeficiente de majoração considerado para as ações foi de 1,2, entendendo-se este um valor suficientemente conservativo para a ação hidrostática de cálculo, que está associada ao desnível máximo de 13,50 m, correspondente à diferença de cotas entre o topo da ensecadeira e a base do seu “rolhão”. Na eventualidade de ocorrência de uma situação extrema de cheia, que implicasse uma subida do nível das águas acima do previsto, esta não resultaria num aumento dos impulsos, uma vez que a estrutura da ensecadeira seria galgada

e a entrada de água no seu interior originaria um imediato equilíbrio dos desníveis hidrostáticos entre o exterior e interior.

Dado o carácter provisório da estrutura, não se previu a possibilidade de ocorrência de um embate de uma embarcação de grande porte. Esta questão foi avaliada conjuntamente com a equipa de obra, tendo-se verificado que o tipo de tráfego marítimo presente no Rio Minho é, na grande maioria dos casos, ligeiro e correspondente a pequenas embarcações.

No entanto, e por forma a dotar a estrutura de uma capacidade compatível com a ocorrência de um eventual embate de uma embarcação ligeira ou qualquer outro material trazido pelo rio, nas suas cotas superiores, foi prevista a colocação de defensas na periferia da estrutura, materializadas por pneus, por forma a dissipar a energia de um eventual choque. Refira-se ainda que a estrutura da ensecadeira foi incluída no plano de sinalização marítimo.

Uma vez que o faseamento de transporte e de montagem da ensecadeira, em torno dos pilares a intervencionar, exigiu a execução prévia dos trabalhos de dragagem e de regularização do leito do Rio, removendo os solos mais superficiais, e face ao período relativamente curto previsto para cada intervenção no fuste dos pilares, não se considerou expectável um assoreamento considerável no exterior da ensecadeira.

Deste modo, a ocorrência de fenómenos de infraescavação e de assoreamento, que poderia resultar na perda de estabilidade da ensecadeira e num acréscimo dos impulsos sobre a mesma, foi limitada à consideração de um impulso de terras adicional máximo de 2,50m, resultante da acumulação de uma camada de areia sobre um dos lados da ensecadeira.

Essa medida, que limitou favoravelmente a estrutura a desníveis de assoreamento abaixo dos valores máximos, tendo em conta as velocidades e a geometria de obstrução ao escoamento, impôs o controlo e monitorização desse fenómeno, durante a execução da obra.

Os esforços elásticos necessários ao dimensionamento da estrutura e as respetivas deformações foram obtidos com base em modelos de cálculo tridimensionais, cuja resolução numérica foi elaborada com recurso ao programa de cálculo automático SAP2000. O modelo efetuado contemplou exclusivamente os perfis metálicos do “esqueleto” da ensecadeira, modelados através de elementos finitos de barra, e o seu “rolhão” de fundo, modelado com recurso a elementos finitos bidimensionais do tipo casca. A estes elementos foram atribuídas as respetivas características geométricas e materiais constituintes.

Todas as ligações da estrutura ao pilar, tanto no “rolhão” de fundo como nas escoras horizontais de travamento e na estrutura treliçada superior, foram modeladas através de apoios simples, de acordo com os tipos de ligação adotados.

As ações, nomeadamente o peso próprio da estrutura, a ação hidrostática e os impulsos relativos à hipotética deposição de areias no exterior da ensecadeira, foram introduzidas no modelo como cargas distribuídas, uniformes ou trapezoidais. Apesar de limitado a navios (pesos) bastante ligeiros e a velocidades baixas, o eventual embate de embarcações ou de objetos trazidos pelo rio foi considerado através da aplicação de cargas pontuais em vários pontos da estrutura da ensecadeira, nas cotas previsíveis de ocorrência.

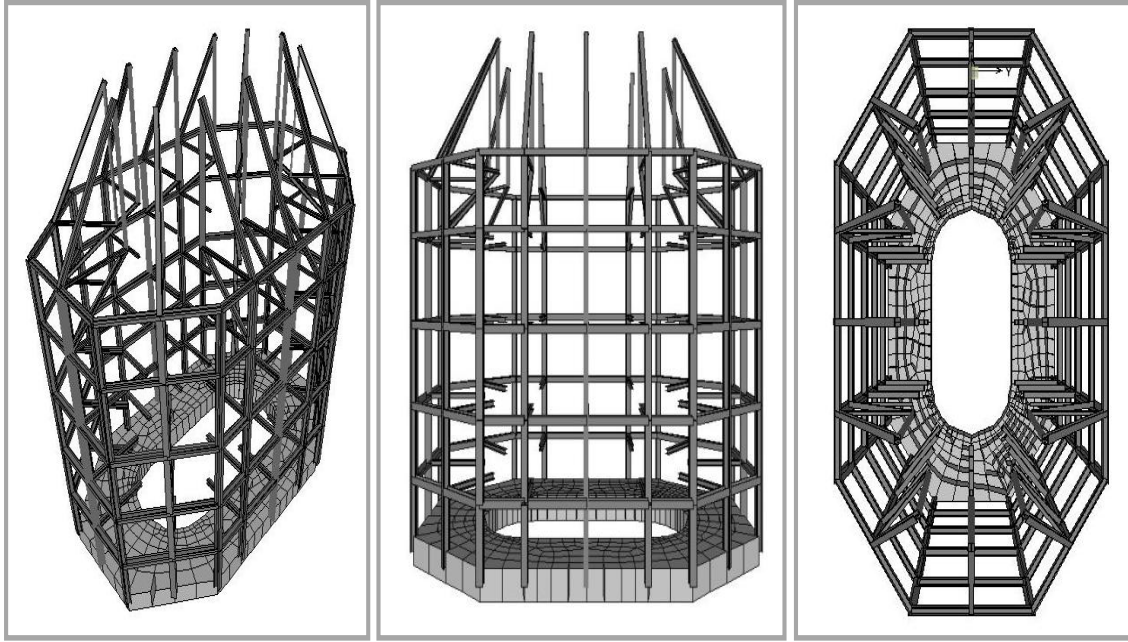


Fig. 6.34 – Modelo de cálculo utilizado para simulação numérica da estrutura principal da ensecadeira concebida para a Ponte de Valença

O dimensionamento da chapa metálica do revestimento (elemento secundário na estrutura de dimensionamento) foi realizado com base num outro modelo, bastante simples, baseado no efeito de membrana.

Dado o constrangimento devido às vigas de distribuição horizontais, a flecha adotada para a chapa de revestimento foi definida em função da altura da secção dos perfis verticais e do seu afastamento em planta. A geometria obtida para a chapa calandrada resulta num elemento tipo membrana que, tal como num reservatório circular, trabalha apenas com tensões axiais de tração.

Desta forma, foi definido um arco com base em dois pontos fixos, correspondentes às extremidades dos banzos exteriores dos perfis verticais, atribuindo-se à chapa um raio de curvatura mínimo que garantisse tensões de tração aceitáveis e que mantivesse uma folga mínima relativamente aos perfis horizontais de distribuição, de modo a garantir a transmissão de cargas pretendida. Neste modelo de cálculo, as forças de tração na chapa são transmitidas aos banzos exteriores dos perfis verticais adjacentes, que asseguram a continuidade entre os vários elementos.

Com base na geometria do arco estimou-se o seu raio de curvatura e, para o impulso hidrostático máximo, calculou-se a força de tração máxima instalada na chapa, de acordo com a equação:

$$\bullet \quad N_{sd} = p_{sd} \times R$$

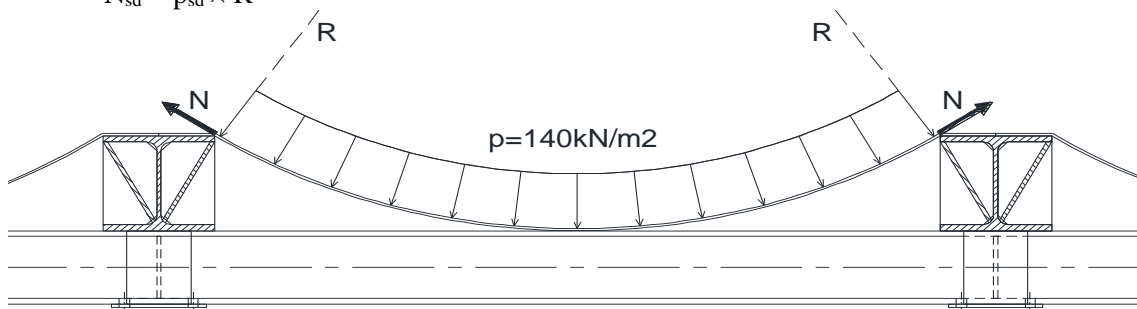


Fig. 6.35 - Esquema ilustrando o modelo de cálculo utilizado no dimensionamento da chapa calandrada

Com o esforço de tração obtido, dimensionou-se a espessura da chapa de modo a garantir a resistência axial da mesma, controlando também a deformação por forma a evitar o contacto com os perfis horizontais de distribuição. Este aspeto, bem como o objetivo de garantir um coeficiente de segurança significativo na solução estrutural, levou à adoção de uma espessura de 6 mm para a chapa, à qual ficou associada uma tensão máxima de tração da ordem dos 50 MPa, muito inferior à resistência do aço utilizado. A ligação das chapas metálicas de revestimento aos banzos foi feita através de soldadura contínua, garantindo dessa forma a estanquidade da ensecadeira nesta zona.

6.4.3.4. Processo construtivo, transporte e montagem da ensecadeira

Dadas as dimensões da estrutura e a complexidade associada à sua montagem, transporte e reutilização nos vários pilares a intervencionar, o processo construtivo foi discutido pelos vários intervenientes na obra, nomeadamente o projetista da ensecadeira (gabinete de projeto da Teixeira Duarte), a equipa de obra, o cliente e, dadas as solicitações da ensecadeira à estrutura existente, o projetista da intervenção de reabilitação e reforço da ponte.

Depois de numa fase inicial se ter previsto a execução da estrutura em 4 módulos separados (2 em planta e 2 na vertical), que apenas seriam ligados entre si no local, acabou por se concluir que a redução do número de ligações a executar “in situ” seria benéfica do ponto de vista da facilidade de execução, pelo que se decidiu construir a ensecadeira em apenas duas metades, que seriam então transportadas para o local da intervenção com o auxílio de meios marítimos.

Deste modo, foi utilizado um cais existente na margem espanhola do Rio Minho, a cerca de 20 km a jusante do local da obra, onde se procedeu à montagem das várias peças constituintes da ensecadeira, previamente fabricadas em estaleiro de metalomecânica, com dimensões ajustadas aos meios de transporte terrestre. A montagem das duas metades da estrutura foi, assim, realizada e ensaiada “seco”, testando a ligação entre as duas peças e fazendo a correção e ajuste de alguns detalhes construtivos, por forma a evitar quaisquer incorreções durante a sua instalação em torno de um fuste imerso de um pilar a tratar.



Fig. 6.36 - Operações de montagem e de ensaio da ensecadeira sobre o cais de embarque

Uma vez montada a estrutura, cada uma das duas metades estruturais (com cerca de 55 toneladas) foi elevada e colocada no rio, onde foram postas a flutuar com o auxílio de meios marítimos, nomeadamente conjuntos de balões com 5 toneladas de capacidade, aplicados em olhais fixos distribuídos uniformemente pela estrutura, de modo a assegurar a sua estabilidade em flutuação. Por questões de navegabilidade, o seu transporte pelo rio, até ao local da obra, foi realizado com as peças na posição horizontal, com recurso a uma embarcação rebocadora.

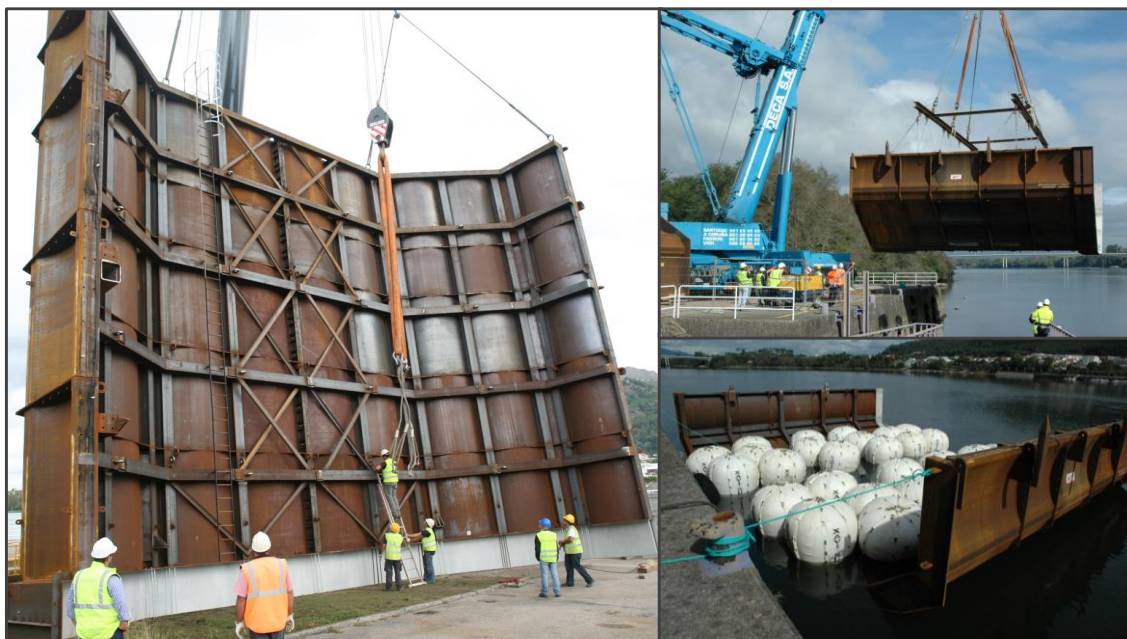


Fig. 6.37 - Operações de elevação da ensecadeira e colocação no rio em flutuação

Após o transporte até ao local, a rotação e o posicionamento das duas metades da ensecadeira em torno dos pilares foram executados com recurso ao manuseamento dos referidos balões e com o auxílio de uma estrutura de suspensão ligada ao topo do pilar. Durante as operações de transporte e manobra da estrutura, o posicionamento e a pressão nos balões foram constantemente monitorizados, com o objetivo de se proceder às correções necessárias em função das situações verificadas.



Fig. 6.38 - Transporte e rotação das metades da ensecadeira para posicionamento em torno do pilar

Concluída a rotação e alinhamento de ambas as metades da ensecadeira, a união e aperto das duas peças foi executada por mergulhadores e estabelecida por intermédio de ligações aparafusadas. Para facilitar essa união, estas foram dotadas de um sistema de chapas de convergência e de chapas de reação que facilitava a sua aproximação relativa.

A estanquidade ao longo do perímetro de união foi obtida através do esmagamento de fiadas de borracha de neopreno, colocadas em todas as chapas de ligação relevantes, estabelecido pelo aperto dos parafusos. Durante esta operação, as peças permaneceram sempre suspensas pelos cabos e em estado de flutuabilidade negativa, de modo a garantir a tração permanente dos cabos de suspensão, mantida a níveis inferiores a 10 toneladas. Para tal, foi estudado o equilíbrio entre o peso próprio da estrutura, a reação máxima admissível nos ganchos metálicos e a impulsão dos balões, de modo que as oscilações nas marés ou a ondulação não influenciassem o posicionamento da ensecadeira.

Posteriormente a estrutura foi descida para a sua posição final, por diminuição do volume de ar nos balões, em função do nível de água presente na altura desta operação.

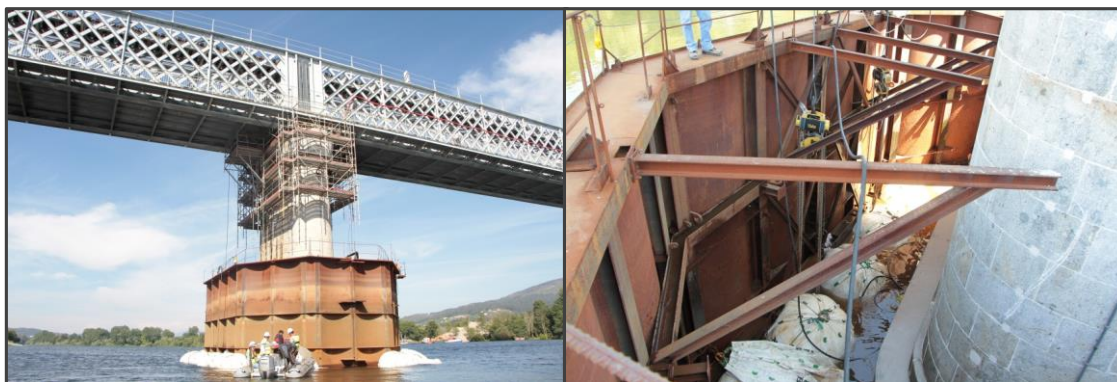


Fig. 6.39 – Alívio da pressão nos balões de flutuação para posicionamento altimétrico da ensecadeira sobre o leito do rio; operação auxiliada pelo sistema de suspensão montado no tabuleiro da ponte

Após o correto posicionamento da ensecadeira e da execução subaquática dos aferrolhamentos ao pilar, procedeu-se à execução da laje de fundo. Esta betonagem foi efetuada com recurso a duas mangueiras de bombagem no interior da estrutura, de modo que, durante a descarga, a operação fosse acompanhada pelos mergulhadores.

De modo a evitar a lavagem do betão durante a betonagem, as peças permaneceram sempre fixas pelos cabos e em estado de flutuabilidade negativa, tendo também sido necessário manter os níveis hidrostáticos no interior e exterior da ensecadeira, de modo a evitar gradientes hidráulicos.

Antes da bombagem da água do interior da ensecadeira, procedia-se à montagem do sistema de escoramento ao pilar. As forças de atrito e corte geradas entre o pilar e a laje de fundo, e as forças de corte geradas na ligação entre a treliça superior e os tubos metálicos selados ao pilar, garantiam a estabilidade da estrutura aos impulsos hidrostáticos (horizontais sobre as paredes da ensecadeira e verticais sobre a laje de fundo).

Por fim, procedia-se à bombagem da água do interior da ensecadeira, operação que foi acompanhada com a monitorização permanente da estrutura e do paramento do pilar. Como seria de esperar, e face aos elevados níveis de impulsão a que a estrutura da ensecadeira estava sujeita, detetaram-se algumas zonas de entrada de água, fundamentalmente através do fuste do pilar, que foram posteriormente corrigidas “in situ”.

Salienta-se que, funcionando como uma cortina impermeabilizante no solo, contrariando a percolação de água nas camadas arenosas superficiais, mais permeáveis, o maciço de *jet-*

grouting, executado para o confinamento e consolidação das fundações dos pilares, constituiu um elemento fundamental, que limitou a entrada de água no interior da ensecadeira pela sua base (abaixo do “rolhão” de fundo), através do fuste dos pilares.



Fig. 6.40 - Sistema de escoramento da ensecadeira ao pilar da ponte a intervencionar e bombagem da água do seu interior

Concluído o processo de montagem da ensecadeira, dava-se início aos trabalhos de reabilitação previstos no fuste do pilar.

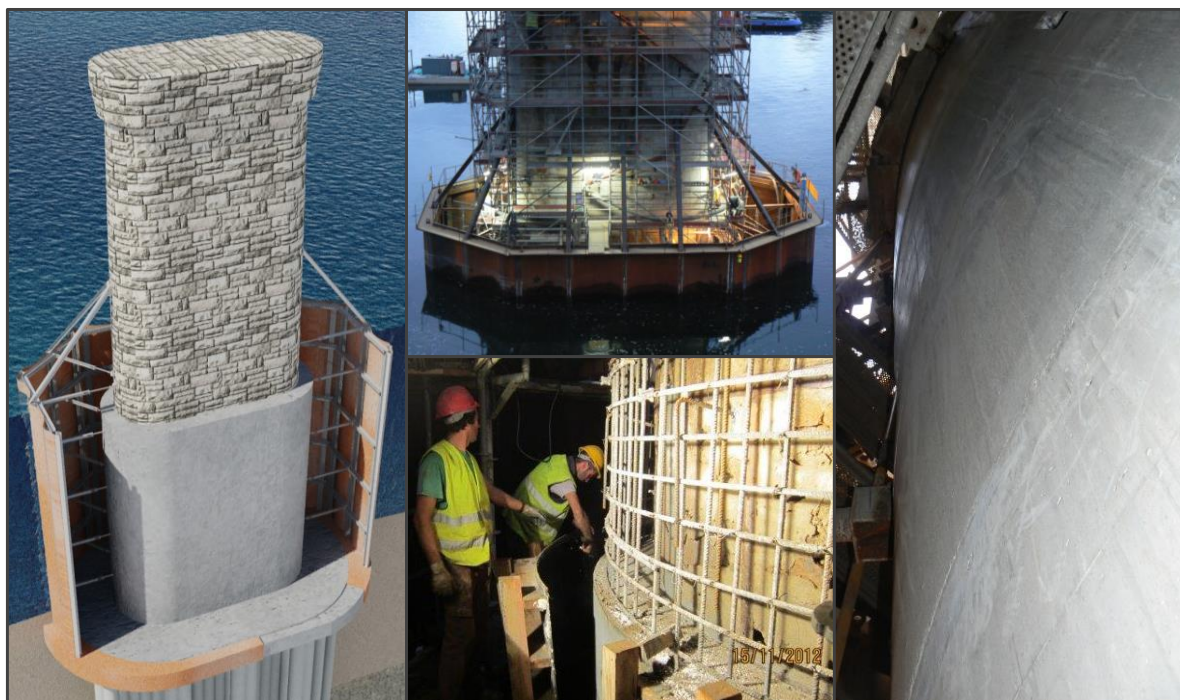


Fig. 6.41 – Perspetiva tridimensional da ensecadeira ilustrando o seu funcionamento operacional e imagens durante a fase de realização e após conclusão dos trabalhos de reabilitação do fuste do pilar

Após a execução de todos os trabalhos, e remoção dos meios necessários à sua execução, procedia-se à desmontagem faseada da ensecadeira pelo processo inverso do descrito para a montagem, começando pelo restabelecimento dos níveis hidrostáticos no interior, seguindo-se a remoção do sistema de escoramento, a separação das duas metades da ensecadeira e finalmente o transporte das mesmas para o pilar seguinte, com o auxílio dos meios marítimos, repetindo-se, de seguida, todo o processo de montagem descrito anteriormente.

6.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS ACERCA DA IMPORTÂNCIA DE ESTRUTURAS DE ACESSO NA REALIZAÇÃO DE OBRAS DE REABILITAÇÃO DE INFRAESTRUTURAS DE PONTES

As obras de reabilitação e reforço das infraestruturas de pontes existentes, quando realizadas na sua zona submersa, representam geralmente operações de difícil execução, que ficam amplamente facilitadas na possibilidade de serem executadas a “seco”.

As condicionantes geográficas, geotécnicas e o obstáculo físico que as estruturas existentes constituem estabelecem restrições que normalmente impossibilitam ou dificultam grandemente a adoção de estruturas de ensecadeiras, recorrendo a técnicas mais comuns, como, por exemplo, as ensecadeiras com recurso a estacas prancha.

Deste modo, torna-se necessário idealizar e conceber estruturas especiais de acesso que criem condições para a bombagem da água da zona a intervencionar, permitindo assim a execução e fiscalização desses trabalhos, normalmente associados a metodologias complexas e implicando faseamentos detalhados e criteriosos, com a possibilidade franca de acesso a trabalhadores e técnicos qualificados, sem depender exclusivamente de equipas de mergulhadores.

Com os três exemplos apresentados neste capítulo além de se abordarem as principais medidas de reabilitação e reforço adotadas, pretendeu-se demonstrar a extrema importância destas estruturas de acesso na segurança, facilidade e qualidade das intervenções.

Tal como amplamente explicitado, salienta-se que as características, a conceção estrutural e as definições construtivas destes elementos deverão ser sempre adaptadas às características reais de cada intervenção e que a ponderação das metodologias utilizadas para transporte e posicionamento, em torno dos elementos a intervencionar, são essenciais para o sucesso destas estruturas, para as quais a versatilidade e a facilidade de reutilização são fundamentais para a obtenção de uma mais-valia económico/operacional que justifique a sua conceção e fabrico.

7

CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1. ENQUADRAMENTO DAS OPÇÕES DE CONTEÚDO

A conceção, o dimensionamento e a execução de fundações em meios fluviais e marítimos, estão associados a técnicas e metodologias construtivas com particular grau de especificidade e dificuldade. A elaboração deste tipo de obras implica um elevado conhecimento técnico e uma vasta experiência, que deverá ser acompanhada do estudo profundo das situações em análise, com vista a poder identificar e quantificar as inúmeras variáveis, condicionadas pelas particularidades de cada intervenção.

Com o avanço tecnológico, que se acentuou fundamentalmente a partir da segunda metade do século XX, os meios e equipamentos disponíveis para ultrapassar os desafios associados à execução deste tipo de intervenções tiveram uma enorme evolução, oferecendo aos projetistas, donos de obra e empreiteiros, uma ampla possibilidade de soluções técnicas que deverão ser utilizadas de uma forma altamente seletiva e criteriosa.

A empresa Teixeira Duarte, Engenharia e Construções, S.A., que iniciou a sua atividade no estudo e execução de obras geotécnicas, é uma referência nacional e internacional na indústria da construção e tem, nesta temática em particular, uma experiência e um portefólio de obras vastíssimos, que vão muito além das obras e das descrições apresentadas neste trabalho.

A título meramente exemplificativo enumeram-se algumas intervenções bastante emblemáticas e com elevado grau de interesse (histórico, estrutural e construtivo) que, enquadrando-se na temática apresentada, acabaram por não ser abordadas, dada a extensão que a sua descrição consubstanciada implicaria:

- Fundações do açude ponte de Coimbra, no rio Mondego (1979-1981);
- Fundações da ponte de São João, sobre o rio Douro (1990-1991);
- Fundações da ponte do Freixo, sobre o rio Douro (1993-1994);
- Fundações dos viadutos de acesso à Ponte Vasco da Gama, sobre o rio Tejo (1995-1996);
- Fundações do viaduto da A2, sobre o rio Sado (1997-1998);
- Fundações para a estrutura de alargamento do Cais de Alcântara, em Lisboa (1999);
- Microestacas de fundação para reforço e reabilitação da ponte rodoviária sobre o rio Sorraia (2003-2004);
- Fundações da ponte sobre o rio Limpopo, em Moçambique (2007-2008);
- Fundações do viaduto da A17 sobre o rio Mondego (2007-2008);
- Estacas de fundação do novo Cais da Figueira da Foz (2007-2008);
- Estacas de fundação da expansão do porto de Mahón Palma, Menorca, Espanha (2008);
- Fundações da nova travessia ferroviária sobre o rio Sado (2008-2010).

Nestas obras, que representam apenas uma pequena seleção de um leque bastante mais vasto, foram utilizadas inúmeras metodologias e tecnologias construtivas que, nalguns casos, apesar de diferenças que impossibilitam uma generalização, tinham semelhanças com alguns dos exemplos descritos e, noutros, recorreram a técnicas construtivas completamente distintas.

Como exemplo poderão referir-se a escavação através de *Fly-Drill*, utilizada na furação das estacas da expansão do porto de Mahón Palma, em Menorca, ou a utilização da escavação com avanço em martelo de fundo de furo e extração por circulação inversa, ao abrigo de tubo recuperável (sistema *Symmetrix*), utilizada na furação para execução das estacas de fundação da ponte sobre o Limpopo, em Moçambique.

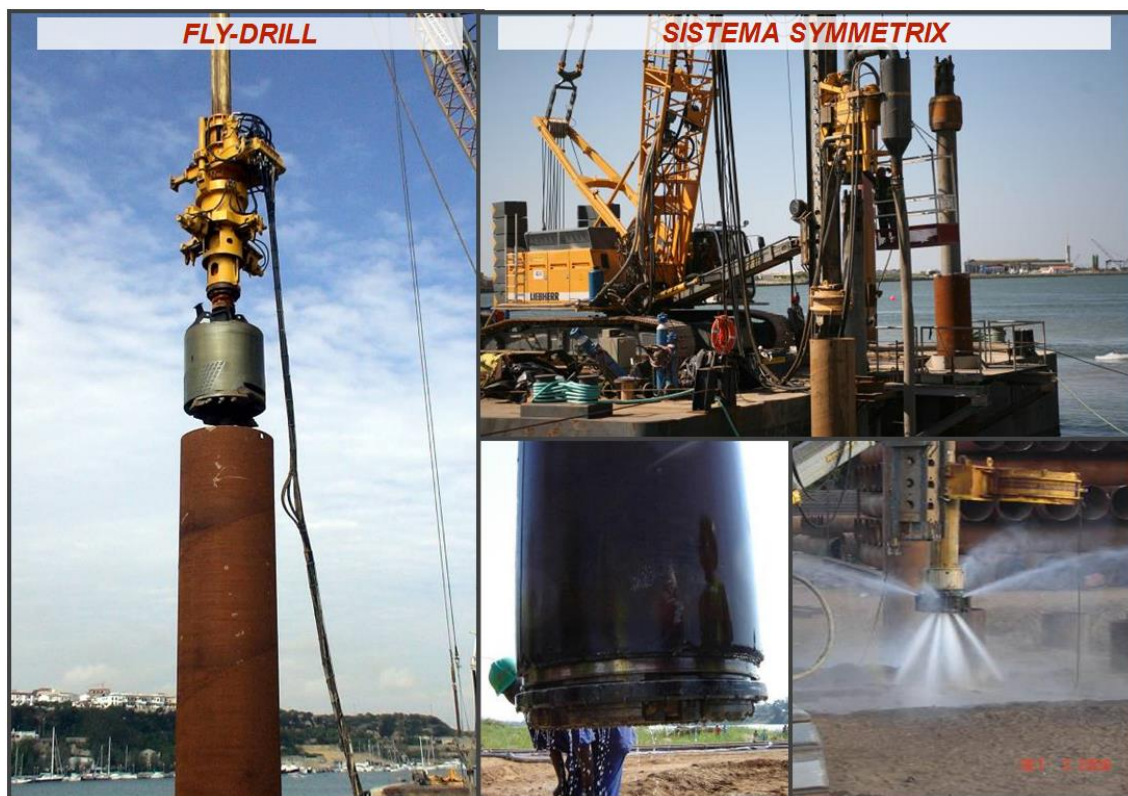


Fig. 7.1 – Equipamentos de escavação através de *Fly-Drill* e pelo sistema *Symmetrix* em operação

Tendo-se revelado uma decisão bastante difícil, esta opção, de exclusão de apresentação de algumas obras importantes neste trabalho, foi tomada por forma a possibilitar a explicação mais pormenorizada das intervenções descritas, respeitando as limitações de extensão impostas pelas diretrizes definidas para elaboração desta dissertação.

É convicção do autor que uma abordagem distinta, porventura mais exaustiva em termos da quantidade de obras descritas, correria o risco de tornar este trabalho numa mera enumeração de intervenções e não numa descrição de tecnologias e metodologias que, identificadas pelas suas particularidades e relevância, foram expostas com um nível de abrangência e pormenorização que pudesse fazer jus à importância do tema.

Salienta-se ainda o facto de nas obras apresentadas com data de construção posterior a 1997, ano da sua admissão Direção Central de Projetos da Teixeira Duarte, Engenharia e Construções, S.A., o autor ter limitado a seleção pela escolha de intervenções onde teve uma participação ativa, materializada na conceção e dimensionamento de muitos dos procedimentos descritos.

7.2. CONCLUSÃO

O principal objetivo deste trabalho foi enfatizar que, na execução de fundações em meios fluviais e marítimos, as opções construtivas a adotar são profundamente dependentes das soluções de projeto e das reais condicionantes locais.

Dessas condicionantes, muitas vezes negligenciadas nas opções estruturais tomadas em fase de projeto, antes do início da concepção, destacaram-se:

- as características geotécnicas do solo;
- a localização geográfica;
- a topografia do local;
- os aspetos hidráulicos associados às condições de escoamento;
- a existência (ou não) de obras nas imediações da intervenção;
- a existência de imposições de tráfego (ferroviário, rodoviário ou até de navegação);
- a gestão económica e a adequação das características dos equipamentos a mobilizar;
- as particularidades arquitetónicas e estruturais definidas em fase de projeto.

Outra aspeto realçado foi o facto destas condicionantes influenciarem, de forma relevante, não apenas a construção dos elementos de fundação mas todos os elementos que constituem as infraestruturas e as superestruturas a executar, dando-se especial relevo à execução dos maciços de encabeçamento e às estruturas de acesso necessárias para realização dos trabalhos, que assumem um papel determinante na execução de fundações em meios aquáticos, especialmente em intervenções no âmbito da reabilitação do edificado existente.

Com efeito, a implementação de estruturas auxiliares de trabalho e de acesso é considerada como um aspeto crucial na execução tipo de intervenções. Desse modo foram descritos cenários de avaliação que estiveram na origem da concepção de estruturas específicas, de carácter provisório, destinadas a garantir o acesso de mão de obra, materiais e equipamentos que permitam a execução dos trabalhos com todas as condições de segurança.

A realização de análises de risco, onde a avaliação económica de cada atividade seja ponderada, considerando o binómio custo/benefício em conformidade com as (reais) condicionantes locais, assume, neste contexto, uma importância fundamental para que as opções construtivas adotadas contribuam decisivamente para o sucesso de cada intervenção.

Nessas análises, a ponderação dos pesos a atribuir a cada parâmetro de estudo deverá ser harmonizada com as especificidades das intervenções, avaliando cada atividade com base nas particularidades das soluções possíveis e controlando a sua adequação às condicionantes locais, para que os critérios de decisão sejam corretamente definidos e ajustados.

Não existem sistemas construtivos melhores que outros. Existe sim uma maior adequabilidade e disponibilidade de meios, recursos ou de circunstâncias às características geométricas, arquitetónicas, estruturais, hidráulicas ou geotécnicas de uma determinada obra.

Em jeito de comentário final, o autor gostaria de referir que mais que descrever um conjunto de obras interessantes, o grande desafio imposto durante a realização deste trabalho, foi o de assegurar que os exemplos apresentadas permitam concluir que apenas com a correta avaliação das principais variáveis será possível assegurar o sucesso das intervenções.

Para que tal possa acontecer, é necessário que os técnicos responsáveis tenham a capacidade de aliar o estudo exaustivo de cada obra ao conhecimento e à experiência adquiridos, utilizando o “muito saber, saber fazer e fazendo”.

CONSULTAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Coelho, S. *Tecnologia de fundações*. Edições Escola Profissional Gustave Eiffel, Amadora 1996.
- [2] Bowles, J. *Foundation Analysis and Design*. McGraw-Hill, New York, 1977.
- [3] Tavares, J., Esteves, J. *100 Obras de Engenharia Civil no século XX: Portugal*. Ordem dos Engenheiros, Lisboa 2000.
- [4] Ramos, C. *Drenagem em Infra-Estruturas de transportes e Hidráulica de Pontes*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa 2005
- [5] Braatvedt I., Everett J., Byrne, G., Schwartz, K., Friedlaender, E. Mackintosh N., Berry, A. *A Guide to Practical Geotechnical Engineering in Southern Africa*. FRANKI/VIVO Design Associates, Johannesburg 2008.
- [6] *EN 1536 - Execution of Special Geotechnical Work –Bored Piles*, CEN, Brussels 2010.
- [7] *NP EN 1997 – Eurocódigo 7: Projeto Geotécnico*, Instituto Português da Qualidade, Caparica 2007.
- [8] Ramos, P., Silva, T., Xavier, B. *Estruturas especiais de acesso para as obras de reabilitação e reforço dos pilares e fundações da Ponte Eiffel em Viana do Castelo*. XII Congresso Nacional de Geotecnia, Abril de 2010, 387-388, Sociedade Portuguesa de Geotecnia / Universidade do Minho, Guimarães.
- [9] Ramos, P., Xavier, B., Rosa, I. *Fundações indiretas em meios fluviais e marítimos – A experiência da Teixeira Duarte – História e evolução tecnológica em Portugal e no estrangeiro*. XII Congresso Nacional de Geotecnia, Abril de 2010, 475-476, Sociedade Portuguesa de Geotecnia / Universidade do Minho, Guimarães.
- [10] Rosa, I. Ramos, P., Figueiredo, N. *A execução das fundações dos pilares P3 e P4 da Ponte sobre o Rio Douro, em Crestuma*. XIII Congresso Nacional de Geotecnia/ VI Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Abril de 2012, 325-326, Sociedade Portuguesa de Geotecnia / Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Lisboa.
- [11] Rosa, I. Ramos, P., Figueiredo, N., Dinis, Jorge. *A integração à posteriori de um plano de gestão de risco na definição dos processos construtivos das fundações dos pilares centrais da Ponte sobre o Rio Douro, em Crestuma*. XIII Congresso Nacional de Geotecnia/ VI Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Abril de 2012, 419-420, Sociedade Portuguesa de Geotecnia / Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Lisboa.
- [12] Ramos, P., Frias, F. Xavier, B. *Estruturas especiais de acesso para as obras de reabilitação e reforço da Ponte da Barra em Aveiro*. Livro de Atas do 3º Congresso Nacional sobre Segurança Conservação e Reabilitação de Pontes, Junho de 2013, 151-152, Associação Portuguesa para a Segurança e Conservação de Pontes, Porto.
- [13] Mimoso, M., Caseiro, N., Fernandes, J., Xavier, B. *Ensecadeira temporária para as obras de reabilitação e reforço das fundações da Ponte Internacional de Valença*. Livro de Atas do 3º Congresso Nacional sobre Segurança Conservação e Reabilitação de Pontes, Junho de 2013, 159-160, Associação Portuguesa para a Segurança e Conservação de Pontes, Porto.

- [14] Núcleo Museológico Teixeira Duarte - Porto Comercial de Vila Real de Santo António – 1928/1935.
<http://museu.teixeiraduarte.pt/community/#bundle/04DF2EA563D276F691FA6CA34D7D634D>
- [15] Núcleo Museológico Teixeira Duarte – Encontros e Pilares da Ponte Rodoviária de Alcácer do Sal – 1936/1940.
<http://museu.teixeiraduarte.pt/community/#bundle/298615D1A971C9C43B62F0B121F0356E>
- [16] Núcleo Museológico Teixeira Duarte – Arquivo Fotográfico 1941-1950 – Cravação de estacas para as fundações dos edifícios da Base Naval do Montijo (1941).
<http://museu.teixeiraduarte.pt/community/#bundle/6C8363ECA753C434D9AD9E68DA76C909>
- [17] Teixeira Duarte – Pasta de projeto Nº 1305 Referente à Execução das Fundações e Ancoragem das Lajes de Fundo das docas secas 21 e 22 dos Estaleiros Navais de Setúbal. 1972-1973.
- [18] Teixeira Duarte – Pasta de projeto Nº 1636 Referente à Execução das Fundações da Ponte Provisória de Circulação Rodoviária de Alcácer do Sal. 1982-1983.
- [19] Teixeira Duarte – Pasta de projeto Nº 1299 Referente à Execução das Fundações dos pilares da Ponte de Vila Nova de Milfontes. 1975-1978.
- [20] Teixeira Duarte – Pasta de projeto Nº 4458 Referente à Execução das Fundações dos pilares do Viaduto da A22 sobre o Rio Arade. 2001-2002.
- [21] Teixeira Duarte – Pasta de projeto Nº 2193 Referente aos Estudos para as Fundações dos pilares centrais da Ponte Internacional sobre o Rio Guadiana. 1981-1986.
- [22] Teixeira Duarte – Pasta de projeto Nº 5574 Referente aos Estudos para construção da Ponte sobre o Rio Kwanza em Muxima. 2008-2010.
- [23] Teixeira Duarte – Pasta de projeto Nº5702 Referente aos Estudos para construção das Fundações dos pilares P3 e P4 da Ponte sobre o Rio Douro em Crestuma. 2008-2010.
- [24] Teixeira Duarte – Pasta de projeto Nº5126 Referente aos estudos inerentes à obra de reabilitação e reforço da Ponte da Barra em Aveiro. 2005-2008.
- [25] Teixeira Duarte – Pasta de projeto Nº5484 Referente aos estudos inerentes à obra de reabilitação e reforço da Ponte Eiffel em Viana do Castelo. 2006-2008.
- [26] Teixeira Duarte – Pasta de projeto Nº5466 Referente aos estudos inerentes à obra de reabilitação e reforço da Ponte de Valença. 2007-2013.